

UMA METODOLOGIA PARA A ESTIMATIVA DE PARÂMETROS
NO CÁLCULO DA PROPAGAÇÃO DE ENCHENTES

Flavio Cesar Borba Mascarenhas

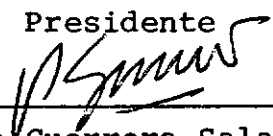
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS
DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RI
O DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OB
TENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.).

Aprovada por:



Rui Carlos Vieira da Silva

Presidente



Pedro Guerrero-Salazar



Carlos Eduardo Morelli Tucci

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

OUTUBRO DE 1980

MASCARENHAS, FLAVIO CESAR BORBA

Uma metodologia para a estimativa de parâmetros no cálculo da propagação de enchentes Rio de Janeiro , 1980.

IX ,108P. 29,7 cm(COPPE-UFRJ; M.Sc., Engenharia Civil, 1980)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro. COPPE.

1.Enchentes I.COPPE/UFRJ II.Título (série)

Aos meus pais, a quem
tudo devo.

Ao Professor Rui Carlos Vieira da Silva, pela sugestão da pesquisa e pela orientação segura e eficiente no decorrer deste trabalho.

Ao pessoal docente e administrativo da COPPE e do Núcleo de Computação Eletrônica, pelo apoio e estímulo.

Ao pessoal docente e administrativo do Departamento de Mecânica Técnica da Escola de Engenharia da UFRJ, ao qual o autor está filiado e onde se desenvolveu este trabalho.

À Eletrobrás, nas pessoas dos Engenheiros Fernando Campello, Helena Maria Dantas e Nelson da Franca Ribeiro dos Anjos, e ao CEHPAR da Universidade Federal do Paraná, na pessoa do Dr. Francisco Gomide, pela cooperação na cessão dos dados utilizados neste trabalho.

RESUMO

O caráter não permanente e variado do movimento das ondas de enchente contribui bastante para que alguns valores dos parâmetros físicos, estabelecidos de forma experimental, sejam na maioria das vezes muito diferentes dos chamados valores clássicos citados nas publicações de hidráulica.

No presente trabalho pretende-se obter conjuntos de valores de parâmetros para um determinado rio e para diferentes magnitudes de enchentes, utilizando-se um esquema numérico de diferenças finitas para a integração das equações a derivadas parciais que governam o fenômeno do movimento da onda de enchente.

Os parâmetros fundamentais para o ajuste são o coeficiente de rugosidade de Manning e o expoente do raio hidráulico, ambos presentes na expressão da declividade da linha de energia do escoamento. Um terceiro parâmetro, também importante, é a contribuição lateral de descarga no trecho do rio em estudo.

O trecho de aplicação do modelo é o correspondente ao rio Uruguai, entre os postos fluviométricos de Marcelino Ramos e Itã. Seis enchentes foram calibradas e foi estabelecida uma tendência para a variação do coeficiente de rugosidade com a profundidade do escoamento.

ABSTRACT

The unsteady varied characteristic of the flood wave movement contributes for the appearing of new values of parameters, which are frequently much different of that established by classical hydraulics.

The objective of this work was to obtain a set of parameter values for a given reach of a river and for different flood magnitudes, with the use of a numerical procedure by finite difference in order to integrate the partial derivative equations that describe the phenomenon of the flood wave movement.

The main parameters to be adjusted were the Manning's roughness coefficient and the hydraulic radius exponent, both of them included on the friction slope expression. A third important parameter was the lateral inflow contribution at the reach of the river in study.

For the application of the model it was selected a reach between the fluviometric gauges of Marcelino Ramos and Itá, at Uruguai river. Six floods were calibrated and it was established a trend for the variation of the roughness coefficient with the depth of the flow.

ÍNDICE

| Capítulos | Páginas |
|---|---------|
| I - APRESENTAÇÃO | 1 |
| I.1 - Introdução | 1 |
| I.2 - Esquematização do Trabalho | 3 |
| II - FUNDAMENTOS TEÓRICOS | 4 |
| II.1 - Hipóteses Básicas | 4 |
| II.2 - Equações Fundamentais | 5 |
| II.3 - Os Métodos de Solução do Cálculo da Propagação de ondas de enchen te | 13 |
| II.4 - Métodos Numéricos de Resolução das Equações de Saint-Venant ... | 17 |
| II.4.1 - Métodos Explícitos | 18 |
| II.4.2 - Métodos Implícitos | 21 |
| II.4.3 - O Método Implícito de Preissmann | 23 |
| III - MÉTODO ITERATIVO | 35 |
| III.1 - A Abordagem Adotada Para a Solu- ção do Sistema Não Linear | 35 |
| III.2 - O Método Iterativo Generalizado de Newton | 36 |

| | |
|---|----|
| IV - PARÂMETROS DO MODELO | 46 |
| IV.1 - Os Parâmetros Envolvidos no Cálculo da Propagação de Ondas de Enchente | 46 |
| IV.2 - O Coeficiente de Rugosidade ... | 47 |
| IV.3 - A Contribuição Lateral de Descarga | 49 |
| IV.4 - O Coeficiente de Pêso das Discretizações | 49 |
| IV.5 - O Expoente do Raio Hidráulico . | 50 |
| V - A IDENTIFICAÇÃO DE PARÂMETROS | 51 |
| V.1 - Técnicas de Identificação de Parâmetros | 51 |
| V.2 - Algoritmos Especiais para Identificação de Parâmetros ... | 52 |
| V.3 - Identificação por Método Heurístico | 53 |
| VI - APLICAÇÕES E RESULTADOS | 55 |
| VI.1 - Aplicação ao Rio Uruguai | 55 |
| VI.2 - Dados Utilizados | 55 |
| VI.3 - O Trecho de Aplicação do Modelo | 58 |
| VI.4 - Limitações na Calibragem de Um Único Hidrograma | 59 |

| | |
|--|---------|
| VI.5 - Considerações sôbre os Incrementos | |
| Δx e Δt | 59 |
| VI.6 - Primeira Enchente. Resultados | 61 |
| VI.7 - Segunda Enchente. Resultados | 68 |
| VI.8- T Terceira Enchente. Resultados | 73 |
| VI.9 - Quarta Enchente. Resultados | 75 |
| VI.10 - Quinta Enchente. Resultados | 79 |
| VI.11 - Sexta Enchente. Resultados | 84 |
| VII - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES | 93 |
| VII.1 - Discussão dos resultados e conclusões | 93 |
| VII.2 - Recomendações Finais | 98 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 99 |
| APÊNDICE | 102 |

CAPÍTULO I

APRESENTAÇÃO

I.1 - INTRODUÇÃO

O estudo das enchentes nos cursos d'água naturais tem sido tarefa das mais importantes, tanto para a hidráulica e a hidrologia como também para a sobrevivência do próprio homem.

Uma enchente em um rio pode ter consequências bastante sérias e desagradáveis para as comunidades que habitam suas margens, prejudicando ou destruindo plantações, habitações, rebanhos de animais, etc., afetando a economia da nação.

Atualmente as regiões por onde passam os rios mais importantes são submetidas a um plano geral de controle de enchentes.

Dentro de tal plano tem caráter importante o que em hidráulica e hidrologia convencionou-se denominar "flood routing", ou cálculo da propagação de enchentes.

O cálculo da propagação de enchentes consiste essencialmente em acompanhar o movimento da onda de enchente ao longo de um ou mais trechos do rio, determinando valores de descargas líquidas e tirantes de água, no tempo e no espaço. O conhecimento de tais valores tem grande importância para a construção de obras de proteção tais como diques, etc.

Matematicamente, o movimento das ondas de enchente pode ser representado por um conjunto de equações a derivadas parciais, caracterizando assim um modelo matemático que traduz o comportamento físico do fenômeno.

A primeira dificuldade que surge é que aquelas equações, conforme se verá mais adiante, não admitem solução analítica exata. Inúmeros procedimentos aproximados têm sido empregados até então, seja por simplificações nas equações ou por métodos numéricos, conforme o caso em estudo ou grau de precisão requerido nos resultados

Além disso, como cada método de solução conduz a um determinado modelo, surgem também dificuldades relacionadas com os valores dos parâmetros do modelo, cujo conhecimento é fundamental para que sejam reproduzidos os resultados verificados no sistema físico que se deseja simular.

Esta tarefa, comumente denominada "identificação de parâmetros", é de caráter fundamental na medida em que pretende-se simular o comportamento físico de um sistema através de um modelo matemático onde os parâmetros tem papel preponderante na resposta do sistema a um determinado conjunto de dados de entrada.

Existem atualmente inúmeras técnicas de identificação de parâmetros, desde o método heurístico até algoritmos especiais desenvolvidos especificamente para êste fim.

I.2 - ESQUEMATIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho será dividido nas seguintes etapas:

- 1-) Apresentação da teoria matemática relacionada com o cálculo da propagação de ondas de enchente em rios. Revisão dos métodos de solução empregados na prática.
- 2-) Descrição da abordagem adotada. Estruturação detalhada do modelo matemático empregado.
- 3-) Estudo dos parâmetros envolvidos nas equações. Fatores que costumam afetar os valores dos mesmos.
- 4-) Apresentação de diferentes técnicas de identificação de parâmetros.
- 5-) Aplicações e resultados. Comentários.
- 6-) Conclusões e recomendações finais.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTOS TEÓRICOS

II.1 - HIPÓTESES BÁSICAS

Para a dedução das equações fundamentais descritoras do movimento da onda de enchente, algumas hipóteses são geralmente formuladas, visando certas simplificações que não acarretam modificações sensíveis nas propriedades do fenômeno.

Tais hipóteses são:

a-) O escoamento é suposto ser unidimensional, isto é, o escoamento pode ser bem aproximado como possuindo distribuição uniforme de velocidades nas seções transversais, e superfície livre horizontal para cada seção. Isto implica que o efeito centrífugo da curvatura do canal e o efeito de Coriolis são desprezíveis.

b-) A variação de pressão na seção é suposta hidrostática, ou seja, a aceleração vertical é desprezível.

c-) Os efeitos de atrito podem ser levados em conta por meio de expressões empíricas, como Manning ou Chézy.

d-) O fenômeno refere-se a transientes de ondas longas, para os quais a relação entre profundidade e comprimento de onda é menor do que a unidade.

A partir destas hipóteses pode-se, por meio das leis da Mecânica, deduzir as equações fundamentais que governam o escoamento em questão.

II.2 - EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS

O processo de propagação das ondas de enchente em rios é descrito pelas chamadas equações de Saint-Venant, em homenagem ao matemático francês Barré de Saint-Venant, que as apresentou em 1871.

Estas equações representam a conservação da massa e da quantidade de movimento no escoamento ao longo do canal.

É oportuno neste ponto frisar que o escoamento é do tipo não permanente, visto que as suas características (descargas, tirantes, velocidades) variam com o tempo, e também é variado ou não uniforme, desde que aquelas características também não se mantêm ao longo do eixo do escoamento.

A dedução matemática das equações pode ser encontrada em grande número de textos de hidráulica^{7, 10}, e assim não será apresentada neste trabalho.

A primeira equação é conhecida como equação da continuidade e apresenta-se da seguinte forma:

$$B \frac{\partial z}{\partial t} + B.v \frac{\partial z}{\partial x} + A \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial A}{\partial x} = q_1 \quad (\text{II.1})$$

A segunda equação é na prática conhecida como equação dinâmica e pode ser escrita da seguinte forma, entre outras:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v Q_1}{A} = g(S_0 - S_f) \quad (\text{II.2})$$

Em geral, a declividade da linha da energia ou perda de carga por atrito (S_f) é escrita sob a forma estabelecida por Manning

$$S_f = \frac{n^2 v^2}{R^p} \quad (\text{II.3})$$

onde

$$R = \frac{A}{P} = \text{raio hidráulico da seção}$$

$$P = \text{perímetro molhado da seção}$$

O coeficiente de rugosidade (n) e o expoente do raio hidráulico (p) representam parâmetros a serem ajustados, conforme será visto oportunamente.

As equações de Saint-Venant caracterizam um sistema a derivadas parciais de primeira ordem, quase linear, do tipo hiperbólico, e que não admite solução analítica exata.

As variáveis que aparecem nestas equações, e que podem ser associadas à Figura 1, representam as seguintes grandezas:

h - Profundidade de água da calha fluvial.

- v - Velocidade média de escoamento na seção transversal.
 x - Variável associada à direção do escoamento.
 t - Variável associada ao tempo, decorrente do caráter não permanente do fenômeno.
 g - Aceleração da gravidade.
 S_0 - Declividade da calha fluvial.
 S_f - Declividade da linha da energia do escoamento.
 z - Altura da superfície livre em relação a um referencial horizontal.
 B - Largura da seção transversal à superfície livre.
 A - Área da seção transversal.

As parcelas que figuram nas equações estão associadas aos seguintes fatores:

$B \frac{\partial z}{\partial t}$ - Taxa de elevação que representa a variação no armazenamento devida à elevação da superfície livre com o tempo.

$B.v \frac{\partial z}{\partial x}$ - Termo de armazenamento em prisma, devido à variação da velocidade no espaço. (Figura 2)

$A \frac{\partial v}{\partial x}$ e $v \frac{\partial A}{\partial x}$ - Parcelas de armazenamento em cunha, devidas às variações da velocidade e da área da seção, no espaço. (Figura 2)

q_1 - Termo de influxo lateral, associado à variação de massa, no tempo e no espaço.

$\frac{\partial v}{\partial t}$ - Aceleração devida à variação do escoamento com o tempo.

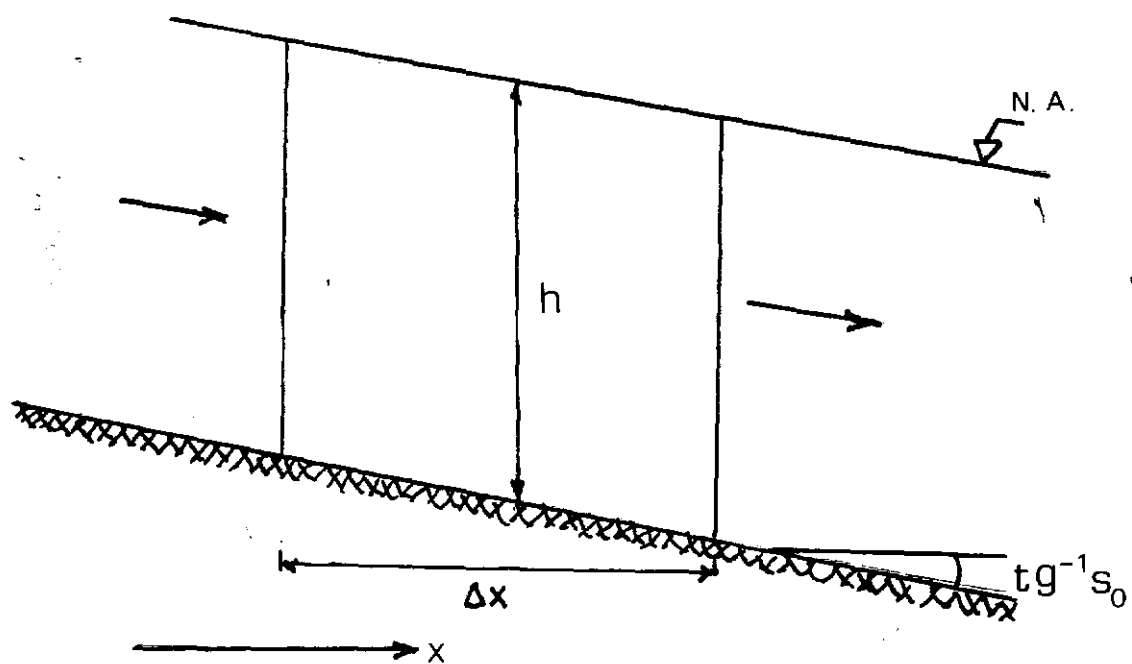
$v \frac{\partial v}{\partial x}$ - Aceleração devida à variação da velocidade no espaço.

$\frac{v \cdot q_l}{A}$ - Aceleração devida ao influxo lateral.

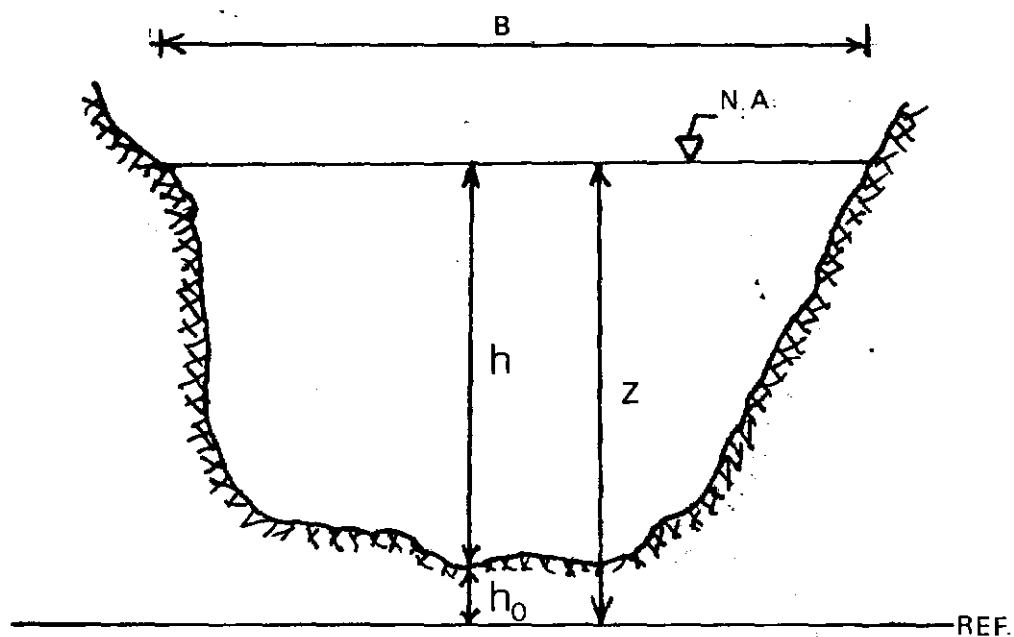
$g \cdot S_0$ - Efeito da força gravitacional, devido à declividade da calha fluvial.

$g \cdot S_f$ - Efeito das forças de atrito.

$g \frac{\partial h}{\partial x}$ - Efeito das forças de pressão.



A -) PERFIL LONGITUDINAL



B -) SEÇÃO TRANSVERSAL

FIGURA 1 - Definição esquemática de um elemento do canal.

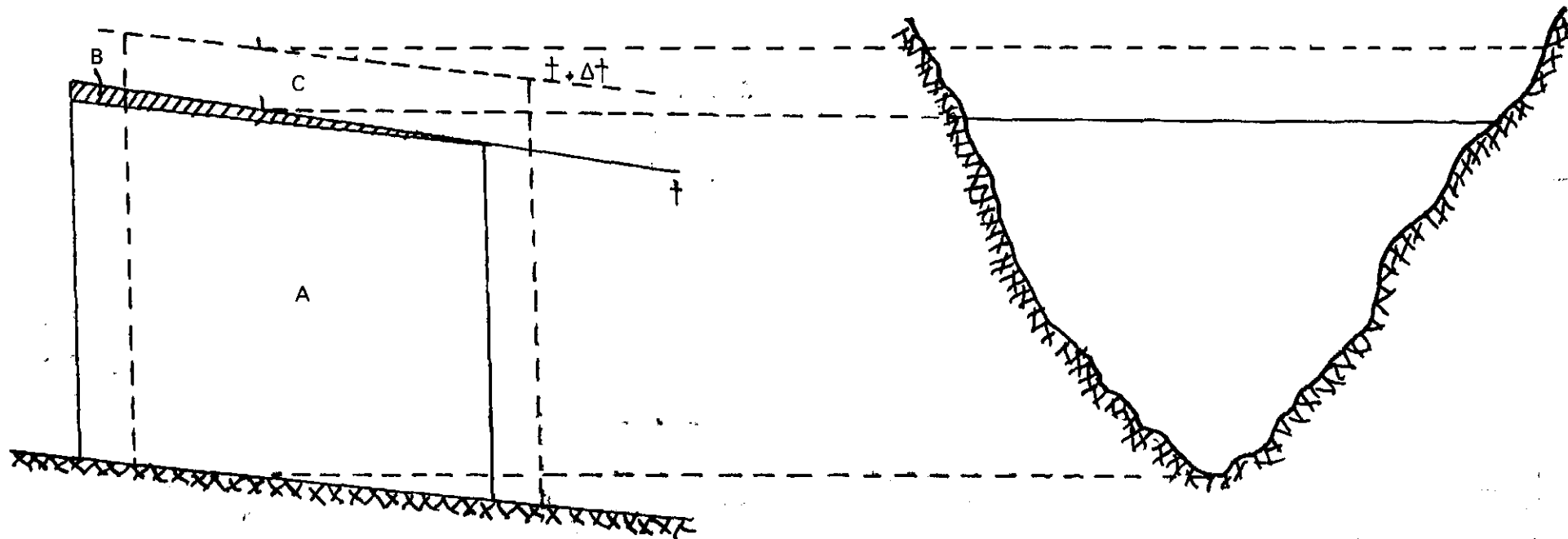


FIGURA 2 - Esquematisação das parcelas de armazenamento.

A - Parcela de armazenamento em prisma.

B - Parcela de armazenamento em cunha.

C - Parcela de armazenamento por elevação do nível d'água.

Em termos algébricos, "x" e "t" são as variáveis independentes e "Q" e "z" são as variáveis dependentes, isto é, as incógnitas do sistema formado pelas equações de Saint-Venant.

A descarga líquida (Q) está relacionada com a velocidade segundo

$$Q = A.v \quad (\text{II.4})$$

Em geral, para seções transversais geometricamente irregulares é possível relacionar a área da seção com a elevação do nível d'água, ajustando-se polinômios da forma:

$$A(z) = a_0 + a_1 z + a_2 z^2 + \dots + a_n z^n \quad (\text{II.5})$$

onde $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ são constantes de ajuste.

Também é possível, na maioria dos casos, o ajuste de polinômios em função da profundidade (h):

$$A(h) = b_0 + b_1 h + b_2 h^2 + \dots + b_n h^n \quad (\text{II.6})$$

Consequentemente, a largura da seção à superfície livre será dada por:

$$B = \frac{dA}{dh} \quad (\text{II.7})$$

Como $z = h + h_0$, com h_0 possuindo valor fixo, teremos:

$$B = \frac{d}{dh} \left[a_0 + a_1(h+h_0) + \dots + a_n(h+h_0)^n \right] \quad (\text{II.8})$$

As equações de Saint-Venant podem ser escritas sob várias formas, tendo em vista o processo de solução a ser utilizado, e a natureza do problema em estudo.

Particularmente, a forma denominada não-divergente representa as equações em termos das incógnitas h e v , e mostra-se mais adequada ao tipo de solução a ser alcançada neste trabalho.

Desta forma, e considerando-se o canal principal do rio com seção aproximadamente retangular com largura B , as equações se escrevem:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + v \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{q_1}{B} = 0 \quad (\text{II.9})$$

para a equação da continuidade

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v q_1}{A} - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (\text{II.10})$$

para a equação dinâmica.

A hipótese de canal retangular foi aqui introduzida por simples conveniência e clareza na manipulação das equações. No caso de seções de forma complexa o tamanho das expressões será maior, não resultando qualquer complicação para os métodos de solução, a serem descritos a seguir.

II.3 - OS MÉTODOS DE SOLUÇÃO DO CÁLCULO DA PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE ENCHENTE.

No parágrafo anterior foi ressaltado o fato de que as equações de Saint-Venant constituem um sistema que não admite solução analítica. Em virtude disto, há vários anos vem-se tentando, por meio de simplificações e métodos aproximados, obter uma solução satisfatória para cada caso de aplicação.

Neste ponto é oportuno definir o problema a ser resolvido, em termos bastante objetivos:

Em uma determinada seção de um rio é observada uma variação nos valores de descarga e nível d'água para quantidades acima de limites normais dentro do regime fluvial.

Para aquela seção do rio a curva formada pela variação da descarga, ou do nível d'água, em função do tempo representa o que se denomina hidrograma de onda de enchente.

O que se deseja conhecer é o comportamento deste hidrograma para diversas seções a jusante da primeira, de modo a determinar medidas de proteção e controle para as atividades da região das margens do rio.

Em termos matematicos isto implica em determinar os valores de $h(x,t)$ e $v(x,t)$ nas equações (II.9) e (II.10).

Graficamente as soluções são superfícies no espaço, conforme é mostrado na Figura 3.

A metodologia de obtenção destas soluções pode ser dividi-

da basicamente em dois grupos:

- 1-) Soluções que utilizam as equações de Saint-Venant em sua forma completa.
- 2-) Soluções que desprezam determinados termos nas equações de Saint-Venant.

Com relação aos últimos serão feitas apenas referências gerais, já que o método a ser utilizado neste trabalho pertence ao primeiro grupo, o qual será abordado mais detalhadamente.

Os métodos pertencentes ao segundo grupo são, em geral, denominados métodos hidrológicos, e os mais conhecidos são:

- a-) "Storage Routing" ou Reservatório Linear.

Este método utiliza apenas a equação da continuidade, suprimindo assim todos os termos da equação dinâmica. Consequentemente o método é aplicável somente a casos em que sejam satisfeitas três condições:

- 1- A variação temporal e espacial da velocidade é pequena.
- 2- A profundidade não varia sensivelmente no espaço.
- 3- A declividade da calha fluvial e a perda de carga por atrito são desprezíveis.

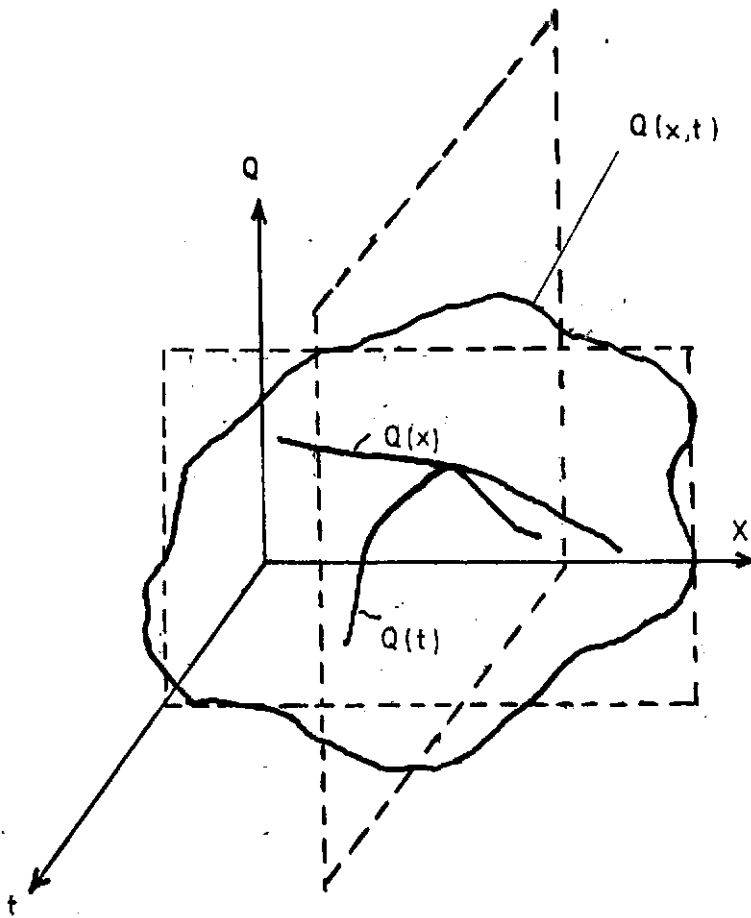


FIGURA 3 - Representação gráfica das soluções das equações de Saint-Venant

b-) Método do Muskingum.

Considera-se o rio como uma sucessão de reservatórios e suprime todos os termos da equação dinâmica. Em virtude disto sofre as mesmas restrições citadas no método anterior.

c-) Modelo Difusivo.

Neste modelo os termos $\frac{\partial v}{\partial t}$ e $v \frac{\partial v}{\partial x}$ da equação dinâmica são supostos desprezíveis, ficando assim sujeito às duas primeiras limitações do método do Reservatório Linear.

d-) Modelo da Onda Cinemática.

São suprimidos os termos $\frac{\partial v}{\partial t}$, $v \frac{\partial v}{\partial x}$ e $g \frac{\partial h}{\partial x}$, causando novamente limitações ao uso.

Assim, como se pode notar, os métodos hidrológicos só darão resultados plenamente satisfatórios em casos particulares, que atendam a todas as limitações e restrições. Uma rápida análise sobre as simplificações a serem introduzidas em tais métodos é suficiente para concluir que para o fenômeno da onda de enchente nem sempre poderão ser desprezados os termos da equação dinâmica, sem prejuízo na obtenção de soluções razoáveis.

Com base nessas considerações, e com o aparecimento dos computadores de alta velocidade de cálculo, têm sido pesquisados inúmeros processos que se enquadram no primeiro grupo.

Em particular, os métodos numéricos ocupam hoje um lugar de destaque no estudo da propagação de ondas de enchente, tendo sido aplicados com sucesso em diversos casos.

II.4 - MÉTODOS NUMÉRICOS DE RESOLUÇÃO DAS EQUAÇÕES DE SAINT-VENNANT.

Os métodos numéricos em geral resultam de discretizações realizadas em meios contínuos, de modo que as soluções são conhecidas passo a passo, através de cálculos iterativos.

Estes métodos consistem basicamente na representação das derivadas parciais por meio de expressões em diferenças finitas.

Desta forma, as variáveis são discretizadas sobre uma malha no plano espaço-tempo (plano $x-t$). As dimensões da malha, Δx e Δt , são os incrementos a serem adotados no modelo numérico.

Estas dimensões da malha estão associadas à distância entre duas seções consecutivas do rio e ao intervalo entre dois instantes de observação.

Os valores das variáveis dependentes são calculados nos nós formados pelos pontos da malha, como mostra a Figura 4.

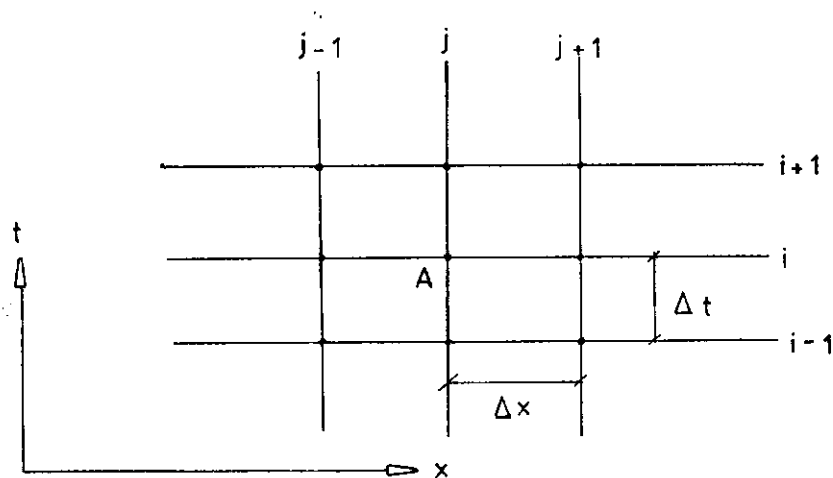


FIGURA 4 - Malha para a solução numérica.

Assim, por exemplo, os valores de Q ou v , e h são calculados para o nó "A", representando os valores das variáveis no instante "i", na seção de ordem "j" do rio.

Conforme será visto oportunamente, os valores dos incrementos Δx e Δt irão determinar a ordem de grandeza do tempo de cálculo necessário, devendo assim o engenheiro fazer uma escolha criteriosa para aqueles valores.

Os métodos numéricos em diferenças finitas mais empregados no estudo da propagação de ondas de enchente são:

a-) Métodos Explícitos.

b-) Métodos Implícitos.

II.4.1 - MÉTODOS EXPLÍCITOS

Nos métodos explícitos os valores das incógnitas Q ou v , e h , são calculados, em um instante qualquer a partir dos seus valores no instante anterior. Assim, para uma determinada seção do rio são obtidos hidrogramas de descargas ou velocidades, e de alturas, em função do tempo. (Figura 5)

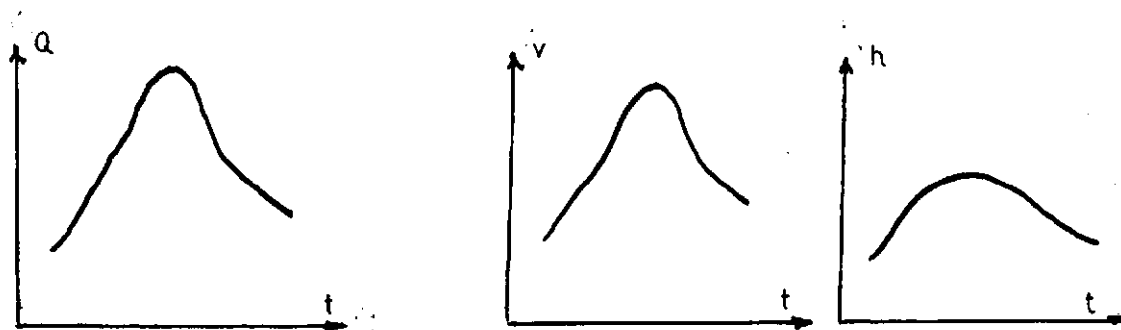


FIGURA 5 - Hidrogramas em uma seção do rio.

Existem inúmeros esquemas explícitos, tais como o difusivo, o "leap frog", Dronkers, entre outros. Como a teoria relativa a estes esquemas pode ser encontrada na literatura¹⁰, e como o método adotado neste trabalho é o implícito, será apresentada apenas a justificativa para a escolha do método adotado.

Na verdade as equações de Saint-Venant quando discretizadas através de esquemas explícitos tomam formas em geral simples, ao contrário do que ocorre quando discretizadas através de esquemas implícitos. No entanto os esquemas explícitos sofrem uma séria limitação, em termos de estabilidade numérica, conhecida como critério de convergência de Courant.

Os estudos de Courant e Frederichs sobre estabilidade, adaptados a equações hiperbólicas do tipo ondas longas em águas rasas conduzem ao critério que leva o nome do primeiro pesquisador.

A expressão do critério é a seguinte:

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} \geq v + \sqrt{g \cdot h} \quad (II.11)$$

Um rápido exemplo serve para ilustrar a dificuldade no atendimento ao critério, na maioria dos casos práticos.

Suponhamos um trecho de rio com 30 km. de extensão, velocidade média de escoamento da ordem de 0.5 m/seg. e profundidade média de 2 metros. Um valor aceitável para o incremento espacial pode ser estimado em, por exemplo, 5 km. Levando estes valores à expressão (II.11) vem:

$$\Delta t \leq 1014.31 \text{ segundos}$$

Isto significa que o intervalo de tempo máximo para a garantia de estabilidade numérica é de menos de um terço de hora.

Levando-se em conta que a duração da passagem de uma onda de enchente pode atingir a ordem de semanas, mesmo computadores de alta velocidade de cálculo irão requerer um tempo de processamento elevado, e portanto oneroso.

Esta particularidade é o grande inconveniente dos esquemas explícitos, em geral. Estes esquemas são adequados apenas em casos de transientes bem rápidos, grupo de fenômenos em que não costumam se enquadrar a maior parte das grandes enchentes nos cursos d'água naturais.

Além disso, para utilizarmos um incremento temporal da ordem de minutos, como foi visto acima, deveríamos possuir dados horários, os quais muitas vezes são inexistentes nas redes fluviométricas disponíveis.

II.4.2 - MÉTODOS IMPLÍCITOS

Os métodos implícitos de diferenças finitas foram desenvolvidos em função da restrição no incremento temporal pelo critério de Courant para os esquemas explícitos.

A primeira descrição detalhada de esquemas implícitos foi publicada por Richtmyer¹⁵, em 1957, aplicada a problemas de propagação de calor. Posteriormente tais esquemas foram desenvolvidos para a aplicação no cálculo da propagação de ondas de enchente em rios e canais abertos.

Atualmente, três principais esquemas implícitos são conhecidos, a saber:

- Esquema de Preissmann.
- Esquema de Vasiliev.
- Esquema de Abbott.

O primeiro foi originalmente desenvolvido por Alexandre Preissmann na S.O.G.R.E.A.H.

O segundo foi elaborado por O. F. Vasiliev no Institute of Hydrodynamics, Siberian Branch, U.S.S.R. Academy of Sciences, em Novosibirsk. A primeira referência a este esquema data de 1963.

O esquema de Abbott foi desenvolvido por um grupo de pesquisadores do International Courses in Hydraulic and Sanitary Engineering, chefiados por Michael B. Abbott, no Delft Technological University, na década de 60.

O esquema sobre o qual foi desenvolvido o modelo utilizado no presente trabalho é o de Preissmann.

A escolha deste ou daquele esquema implícito na realidade não implica na obtenção de soluções distintas. Além disso, as pesquisas em torno de modelos matemáticos têm se concentrado talvez excessivamente na busca de esquemas numéricos de maior ou menor precisão. A partir do aparecimento dos esquemas implícitos estes problemas encontram-se razoavelmente resolvidos, sob o ponto de vista da Engenharia Hidráulica.

O interesse maior atualmente deve ser concentrado em problemas ligados à aplicação, principalmente no que diz respeito ao estudo da variabilidade dos parâmetros associados ao modelo de diferenças finitas.

Por todos estes fatores, somente o esquema de Preissmann será apresentado neste trabalho, principalmente pelo fato da literatura disponível abordá-lo com maior detalhe.

A grande diferença em relação aos esquemas explícitos reside, como será visto no parágrafo seguinte, na formulação do método. As expressões para os esquemas implícitos são de tamanho bem maior, e a dificuldade na programação do método contrasta nitidamente com a simplicidade do equacionamento para os esquemas explícitos.

No entanto, tal esforço é compensador, na medida em que resultados plenamente satisfatórios podem ser obtidos conforme se verá oportunamente.

II.4.3 - O MÉTODO IMPLÍCITO DE PREISSMANN

Neste esquema, uma variável qualquer (α) e suas derivadas em relação ao espaço, x , e ao tempo, t , são dadas pelas seguintes expressões :

$$\alpha = \frac{\theta}{2} (\alpha_{i+1}^{j+1} + \alpha_{i+1}^j) + \frac{1-\theta}{2} (\alpha_i^{j+1} + \alpha_i^j) \quad (\text{II.12})$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial x} = \theta \left(\frac{\alpha_{i+1}^{j+1} - \alpha_{i+1}^j}{\Delta x} \right) + (1-\theta) \left(\frac{\alpha_i^{j+1} - \alpha_i^j}{\Delta x} \right) \quad (\text{II.13})$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} = \frac{\alpha_{i+1}^{j+1} - \alpha_i^{j+1} + \alpha_{i+1}^j - \alpha_i^j}{2 \Delta t} \quad (\text{II.14})$$

De acôrdo com as expressões acima, nota-se que as derivadas parciais são calculadas para um ponto da malha de discretização localizado a uma distância $\theta \Delta t$, acima da linha de ordem "i" e na metade da distância entre as colunas de ordem "j" e "j+1", respectivamente. (Figura 6).

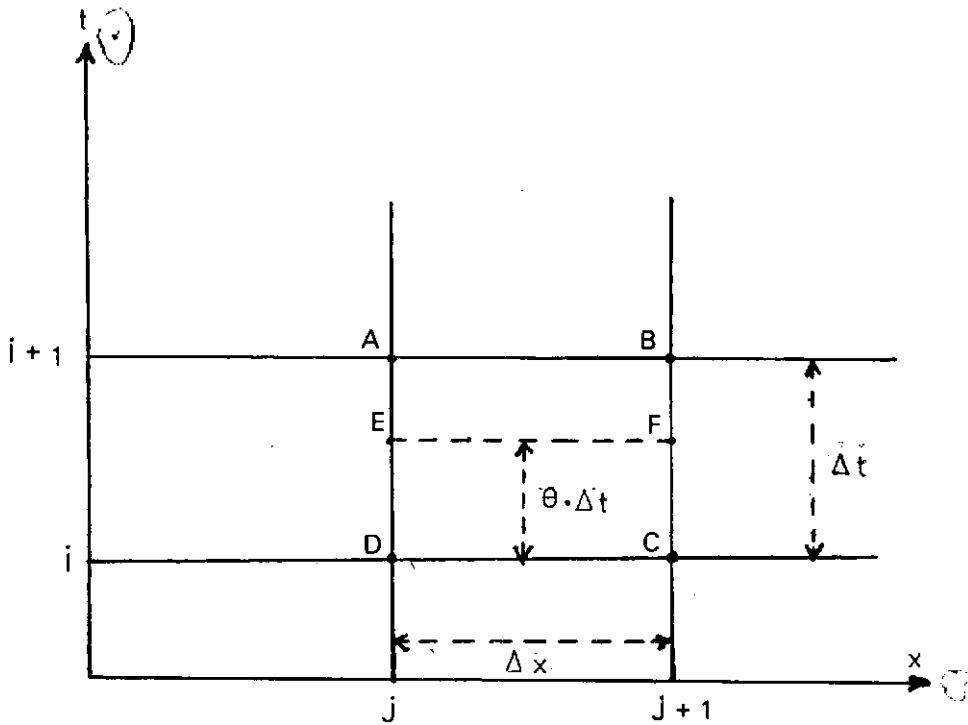


FIGURA 6 - Representação gráfica do esquema Preissmann.

Quando θ assume valores maiores do que 0,5 é dado maior peso às variáveis de ordem " $i+1$ " do que às variáveis de ordem " i ", e vice-versa. O esquema que na prática é conhecido como o de Stoker é o de Preissmann com θ igual a 0,5.

O parâmetro θ é portanto um parâmetro de peso nas discretizações, devendo ser ajustado até que sejam conseguidas boas aproximações para os resultados.

Substituindo nas equações de Saint-Venant, (II.9) e (II.10), as discretizações das expressões (II.12) (II.13) e (II.14), e utilizando-se a fórmula de Manning para S_f vem :

$$\begin{aligned}
& \frac{h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1} + h_{i+1}^j - h_i^j}{2 \Delta t} + \left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \right. \\
& \left. \left(\frac{1 - \theta}{2} \right) (v_i^{j+1} + v_i^j) \right] \cdot \left[\frac{\theta}{\Delta x} (h_{i+1}^{j+1} - h_{i+1}^j) + \right. \\
& \left. \left(\frac{1 - \theta}{\Delta x} \right) (h_i^{j+1} - h_i^j) \right] + \left[\frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_{i+1}^j) + \right. \\
& \left. \left(\frac{1 - \theta}{2} \right) (h_i^{j+1} + h_i^j) \right] \cdot \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_{i+1}^{j+1} - v_{i+1}^j) + \right. \\
& \left. \left(\frac{1 - \theta}{\Delta x} \right) (v_i^{j+1} - v_i^j) \right] - \frac{q_1}{B} = 0 \quad (\text{II.15})
\end{aligned}$$

para a equação da continuidade

$$\begin{aligned}
& \frac{v_{i+1}^{j+1} - v_i^{j+1} + v_{i+1}^j - v_i^j}{2 \Delta t} + \left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \right. \\
& \left. \left(\frac{1 - \theta}{2} \right) (v_i^{j+1} + v_i^j) \right] \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_{i+1}^{j+1} - v_{i+1}^j) + \right. \\
& \left. \left(\frac{1 - \theta}{\Delta x} \right) (v_i^{j+1} - v_i^j) \right] + g \left[\frac{\theta}{\Delta x} (h_{i+1}^{j+1} - h_{i+1}^j) + \right. \\
& \left. \left(\frac{1 - \theta}{\Delta x} \right) (h_i^{j+1} - h_i^j) \right] + q_1 \left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \right.
\end{aligned}$$

$$\left(\frac{1-\theta}{2} \right) (v_i^{j+1} + v_i^j) \Bigg] \cdot \frac{1}{B \left[\frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_i^{j+1} + h_i^j) \right]}$$

$$- g (S_0 - \langle S_f \rangle) = 0 \quad (\text{II.16})$$

para a equação dinâmica.

Nesta última expressão temos:

$$\langle S_f \rangle = n^2 \left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_i^{j+1} + v_i^j) \right]^2 \cdot \frac{1}{\langle R \rangle} \quad (\text{II.17})$$

onde

$$\langle R \rangle = \left\{ \frac{B \left[\frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_i^{j+1} + h_i^j) \right]}{\left[B + \theta (h_{i+1}^{j+1} + h_{i+1}^j) + (1-\theta) (h_i^{j+1} + h_i^j) \right]} \right\}^p \quad (\text{II.18})$$

Nesta última expressão "p" representa o expoente do raio hidráulico, da fórmula da perda de carga de Manning. Conforme se verá posteriormente, o valor deste expoente muitas vezes difere consideravelmente do clássico valor 4/3.

Estas equações, juntamente com as condições iniciais e as condições de fronteira, representam um esquema implícito de diferenças finitas para o estudo da propagação de ondas de enchente. O esquema gráfico pode ser visto na Figura 7.

O número de condições iniciais e de fronteira depende diretamente dos valores adotados para os incrementos Δx e Δt , os quais não estão limitados por critério de estabilidade, conforme o que ocorre nos esquemas explícitos.

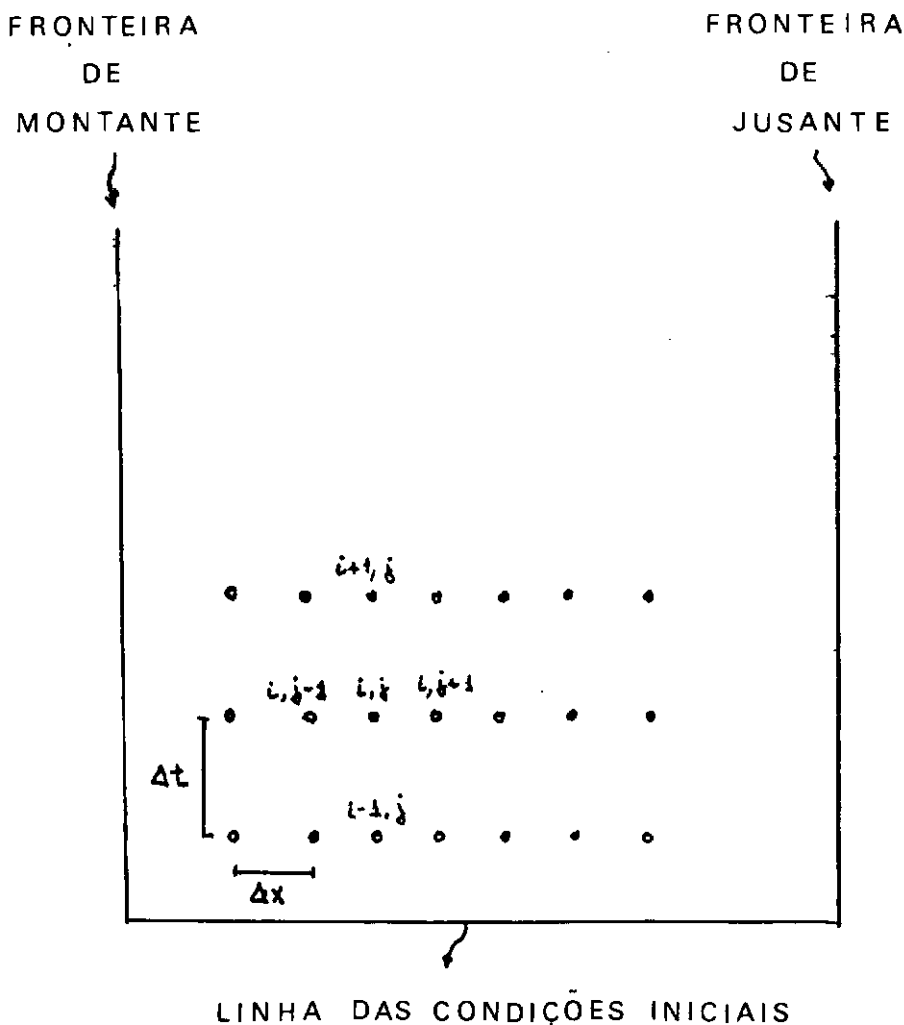


FIGURA 7 - Esquema gráfico das condições iniciais e de fronteira.

As incógnitas do sistema formado pelas equações (II.15) e (II.16) são as variáveis cujo índice inferior é igual a "i+1".

Como se pode notar, o sistema é não linear, o que implica no fato de não se poder explicitar as incógnitas a partir daquelas equações. Por esta razão o esquema denomina-se implícito.

Com relação aos incrementos Δx e Δt , deve ser ressaltado que ambos não necessitam ser necessariamente fixos. Embora na maioria dos casos sejam assumidos constantes, os incrementos podem variar, em conjunto ou separadamente, ainda que adicionando uma maior complexidade na estrutura computacional de cálculo.

Consideremos um trecho de rio discretizado em "N" seções. Para um instante considerado como inicial ($i=1$) as equações são:

$$\frac{h_2^2 - h_1^2 + h_2^1 - h_1^1}{2 \Delta t} + \left[\frac{\theta}{2} (v_2^2 + v_2^1) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_1^2 + v_1^1) \right] .$$

$$\left[\frac{\theta}{\Delta x} (h_2^2 - h_2^1) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (h_1^2 - h_1^1) \right] + \left[\frac{\theta}{2} (h_2^2 + h_2^1) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_1^2 + h_1^1) \right] \cdot \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_2^2 - v_2^1) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (v_1^2 - v_1^1) \right] -$$

$$\frac{q_1}{B} = 0 \quad (II.19)$$

$$\frac{v_2^2 - v_1^2 + v_2^1 - v_1^1}{2 \Delta t} + \left[\frac{\theta}{2} (v_2^2 + v_2^1) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_1^2 + v_1^1) \right] .$$

$$\begin{aligned}
& \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_2^2 - v_2^1) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (v_1^2 - v_1^1) \right] + g \left[\frac{\theta}{\Delta x} (h_2^2 - h_2^1) \right. \\
& \quad \left. + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (h_1^2 - h_1^1) \right] + q_1 \left[\frac{\theta}{2} (v_2^2 + v_2^1) + \frac{(1-\theta)}{2} \cdot \right. \\
& \quad \left. (v_1^2 + v_1^1) \right] \cdot \frac{1}{B \left[\frac{\theta}{2} (h_2^2 + h_2^1) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_1^2 + h_1^1) \right]} \\
& - g [s_0 - s_f(1)] = 0 \quad (\text{II.20})
\end{aligned}$$

para $j=1$

·
·
·

$$\begin{aligned}
& \frac{h_2^{j+1} - h_1^{j+1} + h_2^j - h_1^j}{2 \Delta t} + \left[\frac{\theta}{2} (v_2^{j+1} + v_2^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_1^{j+1} + \right. \\
& \quad \left. v_1^j) \right] \cdot \left[\frac{\theta}{\Delta x} (h_2^{j+1} - h_2^j) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (h_1^{j+1} - h_1^j) \right] + \\
& \quad \left[\frac{\theta}{2} (h_2^{j+1} + h_2^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_1^{j+1} + h_1^j) \right] \cdot \\
& \quad \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_2^{j+1} - v_2^j) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (v_1^{j+1} - v_1^j) \right] - \frac{q_1}{B} = 0 \\
& \quad (\text{II.21})
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \frac{v_2^{j+1} - v_1^{j+1} + v_2^j - v_1^j}{2 \Delta t} + \left[\frac{\theta}{2} (v_2^{j+1} + v_2^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_1^{j+1} + \right. \\
& \left. v_1^j) \right] \cdot \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_2^{j+1} - v_2^j) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (v_1^{j+1} - v_1^j) \right] + \\
& g \left[\frac{\theta}{\Delta x} (h_2^{j+1} - h_2^j) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (h_1^{j+1} - h_1^j) \right] + \\
& q_1 \left[\frac{\theta}{2} (v_2^{j+1} + v_2^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_1^{j+1} + v_1^j) \right].
\end{aligned}$$

$$\frac{1}{B \left[\frac{\theta}{2} (h_2^{j+1} + h_2^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_1^{j+1} + h_1^j) \right]} -$$

$$g [s_0 - s_f(j)] = 0 \quad (\text{II.22})$$

para um j qualquer

.

.

.

$$\begin{aligned}
& \frac{h_2^N - h_1^N + h_2^{N-1} - h_1^{N-1}}{2 \Delta t} + \left[\frac{\theta}{2} (v_2^N + v_2^{N-1}) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_1^N + \right. \\
& \left. v_1^{N-1}) \right] \cdot \left[\frac{\theta}{\Delta x} (h_2^N - h_2^{N-1}) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (h_1^N - h_1^{N-1}) \right] + \\
& \left[\frac{\theta}{2} (h_2^N + h_2^{N-1}) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_1^N + h_1^{N-1}) \right] \cdot \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_2^N - \right.
\end{aligned}$$

$$v_2^{N-1}) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (v_1^N - v_1^{N-1}) \Big] - \frac{q_1}{B} = 0$$

(II.23)

$$\begin{aligned} & \frac{v_2^N - v_1^N + v_2^{N-1} - v_1^{N-1}}{2 \Delta t} + \left[\frac{\theta}{2} (v_2^N + v_2^{N-1}) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_1^N + \right. \\ & \left. v_1^{N-1}) \right] \cdot \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_2^N - v_2^{N-1}) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (v_1^N - \right. \\ & \left. v_1^{N-1}) \right] + g \left[\frac{\theta}{\Delta x} (h_2^N - h_2^{N-1}) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (h_1^N - \right. \\ & \left. h_1^{N-1}) \right] + q_1 \left[\frac{\theta}{2} (v_2^N + v_2^{N-1}) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_1^N + \right. \\ & \left. v_1^{N-1}) \right] \cdot \frac{1}{B \left[\frac{\theta}{2} (h_2^N + h_2^{N-1}) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_1^N + h_1^{N-1}) \right]} \\ & - g \left[s_0 - s_f^{(N-1)} \right] = 0 \end{aligned} \quad (\text{II.24})$$

para $j=N-1$

Nestas equações temos

$$s_f(j) = n^2 \left[\frac{\theta}{2} (v_2^{j+1} + v_2^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_1^{j+1} + v_1^j) \right]^2$$

$$\cdot \frac{1}{R(j)} \quad (\text{II.25})$$

onde

$$R(j) = B \left[\frac{\theta}{2} (h_2^{j+1} + h_2^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_1^{j+1} + h_1^j) \right]^p \cdot \frac{1}{\left[B + \theta (h_2^{j+1} + h_2^j) + (1-\theta) (h_1^{j+1} + h_1^j) \right]^p}$$

(II.26)

As condições de fronteira podem ser as alturas de âgua ao longo do tempo, nas seções inicial e final do trecho:

$$\begin{array}{c} h_1^1, h_2^1, \dots, h_T^1 \\ e \\ h_1^N, h_2^N, \dots, h_T^N \end{array}$$

onde T é a duração total da passagem da onda de enchente, em intervalos de tempo.

As condições iniciais são os valores de h e v no instante considerado inicial, para todas as seções do trecho que se pretende simular:

$$\begin{array}{c} h_1^2, h_1^3, \dots, h_1^{N-1} \\ e \\ v_1^1, v_1^2, \dots, v_1^N \end{array}$$

Em virtude disto as incôgnitas para um determinado instante de cálculo "i", ficam claramente caracterizadas:

Para $j=1$, nas equações (II.19) e (II.20) as incógnitas são

$$h_2^2, v_2^1 \text{ e } v_2^2$$

Para um valor intermediário qualquer de j as incógnitas são em número de quatro, a saber

$$h_2^j, h_2^{j+1}, v_2^j \text{ e } v_2^{j+1}$$

Finalmente, para $j=N-1$ temos as seguintes incógnitas

$$h_2^{N-1}, v_2^{N-1} \text{ e } v_2^N$$

Agrupando em conjuntos convenientes temos:

$$\text{Alturas} - h_2^2, h_2^3, \dots, h_2^{N-1} = N-2 \text{ incógnitas}$$

$$\text{Velocidades} - v_2^1, v_2^2, \dots, v_2^N = N \text{ incógnitas}$$

Assim, como pode-se ver temos um total de

$$N-2+N = 2N-2 \text{ incógnitas}$$

Por outro lado, como para cada valor de j temos duas equações, quando j varia de 1 a $N-1$ teremos um total de

$$2(N-1) = 2N-2 \text{ equações}$$

O problema então consiste em, para cada valor de i , ou seja para cada instante de cálculo, resolver-se um sistema de equações simultâneas, não linear, de ordem $2N-2$, onde N é o número de seções discretizadas para o trecho de rio em estudo.

É importante salientar mais uma vez, que este número de seções de cálculo, N , depende do tamanho do incremento temporal conforme a expressão

$$N = \frac{L}{\Delta x} + 1 \quad (\text{II.27})$$

À primeira vista, tal conclusão pode parecer assustadora, em termos de volume de cálculo envolvido no problema, levando-se em conta que frequentemente pode-se lidar com casos práticos em que o número de seções discretizadas é razoável.

No entanto, conforme se verá a seguir, no capítulo III, o sistema não linear pode ser abordado de forma eficiente através de um método iterativo usualmente empregado em problemas desta natureza, o método de Newton-Raphson¹⁴.

Além disso, existem características particulares ao problema que reforçam a conveniência do uso daquele método, no que diz respeito aos valores iniciais das incógnitas e à matriz de resolução do sistema, que, quando aplicada ao cálculo da propagação de enchentes pelo esquema de Preissmann, adquire uma configuração bastante favorável para o cálculo computacional.

Estas características estão estreitamente associadas ao tempo de cálculo requerido para a resolução de cada simulação, contribuindo assim para que o método seja economicamente viável, em termos de custos com tempos de processamento.

CAPÍTULO III

MÉTODO ITERATIVO

III.1 - A ABORDAGEM ADOTADA PARA A SOLUÇÃO DO SISTEMA NÃO LINEAR .

Sabemos do capítulo anterior que a aplicação do esquema implícito de Preissmann às equações de Saint-Venant conduz, a cada passo de tempo "i", a um sistema de ordem $2N-2$, não linear, sendo N o número de seções discretizadas no trecho onde se pretende simular a propagação da onda de enchente.

Atualmente existem inúmeros métodos iterativos aplicáveis ao problema, sendo o método generalizado de Newton-Raphson um dos mais utilizados na prática.

Entretanto, o método tem sua convergência limitada a uma severa condição : os valores iniciais arbitrados às incógnitas.

Se aqueles valores iniciais arbitrados não estiverem dentro de uma certa faixa de proximidade dos valores reais das incógnitas o método pode ter sua convergência bastante retardada ou mesmo falhar nesta convergência, divergindo para valores cada vez mais distantes das soluções reais.

Afortunadamente, no cálculo da propagação de ondas de enchente esta dificuldade pode ser contornada de forma eficaz.

Com efeito, se para um instante " i " qualquer adotarmos para valores arbitrados às incógnitas os valores destas mesmas incógnitas no passo anterior " $i-1$ ", estaremos certamente dentro de uma razoável faixa de aproximação dos valores reais, principalmente nos casos em que o incremento temporal não fôr excessivamente elevado.

III.2 - O MÉTODO ITERATIVO GENERALIZADO DE NEWTON.

A aplicação do método ao sistema não linear formado pelas equações (II.19), (II.20), (II.21), (II.22), (II.23), e (II.24) consiste em atribuir-se às incógnitas valores iniciais tentativos. Quando estes valores são substituídos naquelas equações, obtem-se valores diferentes de zero e que podem ser encarados como "resíduos", ou seja, quantidades que deveriam ser nulas, de modo que a identidade fôsse satisfeita para todo o sistema.

O procedimento iterativo de Newton relaciona os resíduos com os valores das incógnitas em dois ciclos consecutivos de iteração, k e $k+1$, conduzindo a um outro sistema de equações o qual por sua vez é linear, e cuja matriz de coeficientes possui uma importante característica como se verá a seguir.

Seja um sistema não linear de equações representado pelas seguintes expressões:

$$U_1(\underline{x}) = 0$$

$$U_2(\underline{x}) = 0$$

.

.

.

$$U_n(\underline{x}) = 0 \quad (\text{III.1})$$

onde \underline{x} é o vetor das incógnitas, a saber:

$$\underline{x} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\} \quad (\text{III.2})$$

Chamando

$$\underline{U} = \{U_1, U_2, \dots, U_n\} \quad (\text{III.3})$$

$$\underline{U}(\underline{x}) = \{U_1(\underline{x}), U_2(\underline{x}), \dots, U_n(\underline{x})\} \quad (\text{III.4})$$

Os valores das incógnitas em dois ciclos consecutivos de iteração estão relacionados pela seguinte expressão, de acordo com o método.

$$\underline{x}^{(k+1)} = \underline{x}^{(k)} + \underline{v}^{(k)} \quad (\text{III.5})$$

onde o vetor $\underline{v}^{(k)}$ representa a relação entre o vetor dos resíduos e o Jacobiano do sistema:

$$\underline{v}^{(k)} = - \frac{\underline{U}(\underline{x}^{(k)})}{\underline{J}(\underline{x}^{(k)})} \quad (\text{III.6})$$

A matriz Jacobiana do sistema representa as derivadas das equações em relação às incógnitas:

$$J(\underline{x}^{(k)}) = \left[\frac{\partial U_i}{\partial x_j}(\underline{x}^{(k)}) \right] \quad (\text{III.7})$$

O sistema linear representado pela equação (III.5) pode ser escrito da seguinte forma:

$$\underline{J}(\underline{x}^{(k)}) \cdot \underline{dx} = - \underline{U}(\underline{x}^{(k)}) \quad (\text{III.8})$$

onde

$$\underline{dx} = \underline{x}^{(k+1)} - \underline{x}^{(k)} \quad (\text{III.9})$$

Assim, o sistema (III.8) pode ser resolvido iterativamente até que os valores dos resíduos sejam reduzidos a um valor previamente estabelecido.

A matriz \underline{J} do sistema, quando referida ao conjunto de equações (II.19) a (II.24), apresenta uma propriedade bastante singular, descrita a seguir.

Com efeito, pode-se observar que as incógnitas não irão aparecer em todas as equações. Mais precisamente, as mesmas incógnitas aparecem no máximo em quatro equações, para dois valores consecutivos de "j". Assim, para as outras equações, as derivadas parciais em relação àquelas incógnitas são nulas e a matriz resultante tem estrutura em banda.

Esta conclusão tem caráter computacional importante, na medida em que há grande economia em área de armazenamento em disco e tempo de cálculo, desde que seja empregada metodologia adequada a matrizes com aquela característica.

Neste ponto podemos resumir o procedimento de cálculo para o problema nas seguintes etapas:

- 1 - Atribuição de valores iniciais às incógnitas.
- 2 - Resolução do sistema linear de iteração (III.8).
- 3 - Verificação da tolerância estabelecida para os valores dos resíduos.
- 4 - Caso não seja alcançada a tolerância, corrigir os valores das incógnitas no passo seguinte pela equação (III.9), e repetir todo o procedimento.

Deve-se observar que este conjunto de etapas de cálculo deve ser repetido para todos os instantes de tempo "i" até o instante final da duração da passagem da onda de enchente, ou seja, o trecho do rio em estudo é totalmente resolvido a cada instante de tempo "i".

Na verdade, fixar uma tolerância para a qual os resíduos possam ser considerados identicamente nulos equivale matematicamente a fixar-se tolerâncias para duas aproximações sucessivas nos valores das incógnitas. Assim, a redução nos valores dos resíduos é diretamente proporcional à variação nos valores

das incôgnitas, em dois ciclos consecutivos de iteração.

Chamando de F e G, respectivamente as equações da continuidade e dinâmica, equações (II.15) e (II.16), a matriz Jacobiana em sua forma mais geral tem o seguinte aspecto, para um instante de tempo qualquer "i" :

$$\begin{array}{ccccccc} \frac{\partial F_i^1}{\partial v_{i+1}^1} & \frac{\partial F_i^1}{\partial h_{i+1}^2} & \frac{\partial F_i^1}{\partial v_{i+1}^2} & \dots & \frac{\partial F_i^1}{\partial h_{i+1}^{j+1}} & \frac{\partial F_i^1}{\partial v_{i+1}^{j+1}} & \dots & \frac{\partial F_i^1}{\partial h_{i+1}^{N-1}} & \frac{\partial F_i^1}{\partial v_{i+1}^{N-1}} & \frac{\partial F_i^1}{\partial v_{i+1}^N} \end{array}$$

$$\begin{array}{ccccccc} \frac{\partial G_i^1}{\partial v_{i+1}^1} & \frac{\partial G_i^1}{\partial h_{i+1}^2} & \frac{\partial G_i^1}{\partial v_{i+1}^2} & \dots & \frac{\partial G_i^1}{\partial h_{i+1}^{j+1}} & \frac{\partial G_i^1}{\partial v_{i+1}^{j+1}} & \dots & \frac{\partial G_i^1}{\partial h_{i+1}^{N-1}} & \frac{\partial G_i^1}{\partial v_{i+1}^{N-1}} & \frac{\partial G_i^1}{\partial v_{i+1}^N} \end{array}$$

.....

$$\begin{array}{ccccccc} \frac{\partial F_i^j}{\partial v_{i+1}^1} & \frac{\partial F_i^j}{\partial h_{i+1}^2} & \frac{\partial F_i^j}{\partial v_{i+1}^2} & \dots & \frac{\partial F_i^j}{\partial h_{i+1}^{j+1}} & \frac{\partial F_i^j}{\partial v_{i+1}^{j+1}} & \dots & \frac{\partial F_i^j}{\partial h_{i+1}^{N-1}} & \frac{\partial F_i^j}{\partial v_{i+1}^{N-1}} & \frac{\partial F_i^j}{\partial v_{i+1}^N} \end{array}$$

$$\begin{array}{ccccccc} \frac{\partial G_i^j}{\partial v_{i+1}^1} & \frac{\partial G_i^j}{\partial h_{i+1}^2} & \frac{\partial G_i^j}{\partial v_{i+1}^2} & \dots & \frac{\partial G_i^j}{\partial h_{i+1}^{j+1}} & \frac{\partial G_i^j}{\partial v_{i+1}^{j+1}} & \dots & \frac{\partial G_i^j}{\partial h_{i+1}^{N-1}} & \frac{\partial G_i^j}{\partial v_{i+1}^{N-1}} & \frac{\partial G_i^j}{\partial v_{i+1}^N} \end{array}$$

.....

$$\left[\begin{array}{ccccccc}
 \frac{\partial F_i^{N-1}}{\partial v_{i+1}^1} \frac{\partial F_i^{N-1}}{\partial h_{i+1}^2} \frac{\partial F_i^{N-1}}{\partial v_{i+1}^2} \dots \frac{\partial F_i^{N-1}}{\partial h_{i+1}^{j+1}} \frac{\partial F_i^{N-1}}{\partial v_{i+1}^{j+1}} \dots \frac{\partial F_i^{N-1}}{\partial h_{i+1}^{N-1}} \frac{\partial F_i^{N-1}}{\partial v_{i+1}^{N-1}} \frac{\partial F_i^{N-1}}{\partial v_{i+1}^N} \\
 \frac{\partial G_i^{N-1}}{\partial v_{i+1}^1} \frac{\partial G_i^{N-1}}{\partial h_{i+1}^2} \frac{\partial G_i^{N-1}}{\partial v_{i+1}^2} \dots \frac{\partial G_i^{N-1}}{\partial h_{i+1}^{j+1}} \frac{\partial G_i^{N-1}}{\partial v_{i+1}^{j+1}} \dots \frac{\partial G_i^{N-1}}{\partial h_{i+1}^{N-1}} \frac{\partial G_i^{N-1}}{\partial v_{i+1}^{N-1}} \frac{\partial G_i^{N-1}}{\partial v_{i+1}^N}
 \end{array} \right]$$

(III.10)

Conforme já foi frisado, uma grande parte dos elementos desta matriz é nula. Estes elementos são:

$$\frac{\partial U_i^L}{\partial x_{i+1}^m} = 0 \quad , \quad L > m \quad (III.11)$$

$$\frac{\partial U_i^L}{\partial x_{i+1}^m} = 0 \quad , \quad L \leq m-2 \quad (III.12)$$

onde U pode ser a equação da continuidade (F) ou a equação dinâmica (G) e x representa qualquer uma das incógnitas.

Desta forma, a matriz tem estrutura em banda (Figura 8), e um método baseado em eliminação de Gauss adaptado para esta característica da matriz pode ser utilizado de modo bastante satisfatório para a resolução do sistema linear (II.8), a cada passo de tempo "i".

Os cálculos devem seguir até o instante final, para $i=T-1$, onde T é a duração da passagem da onda de enchente, em intervalos de tempo. É claro que o valor de T é função do incremento temporal, de acordo com a relação

$$T = \frac{\text{duração da enchente}}{\Delta t} \quad (\text{III.13})$$

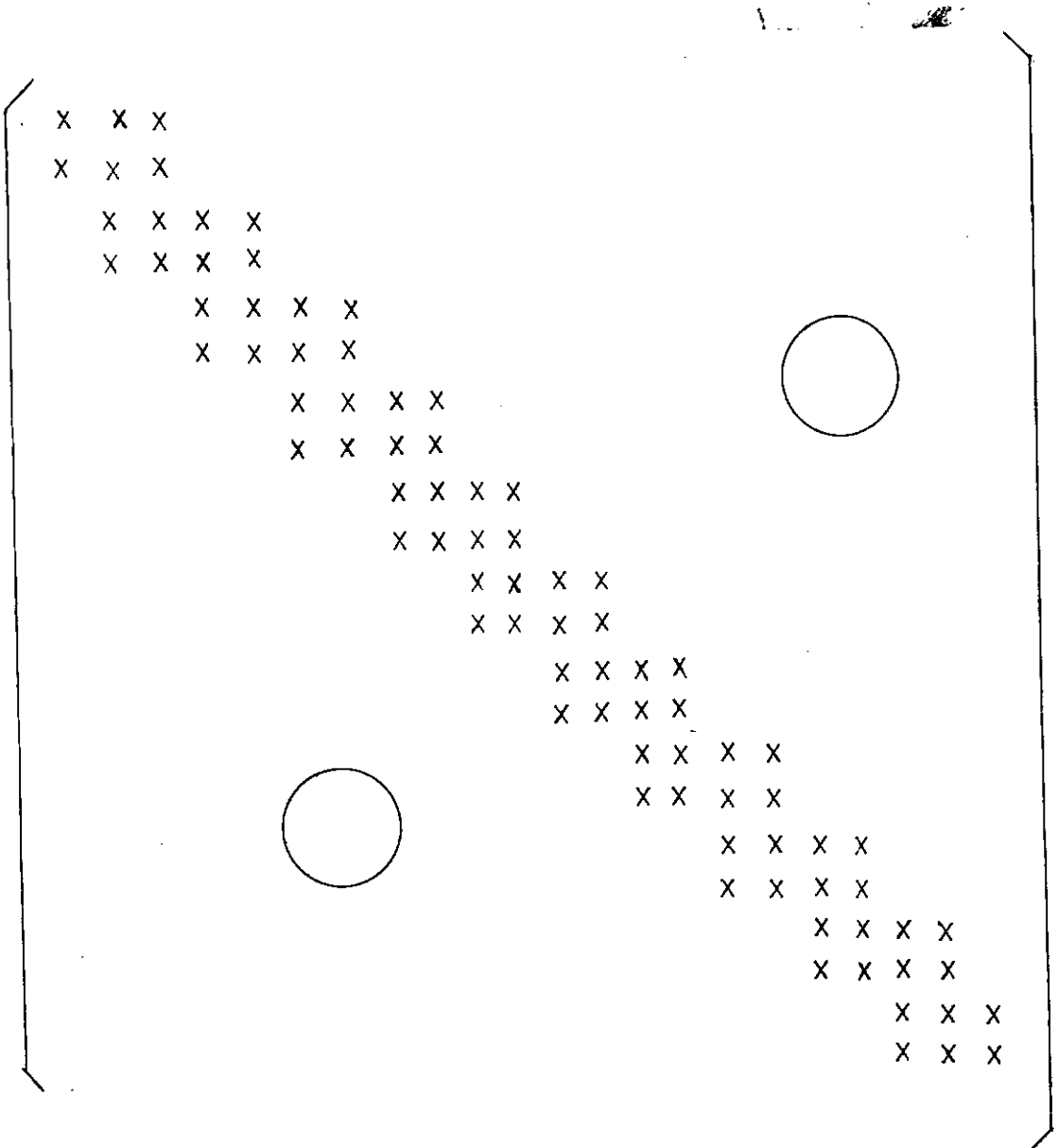


FIGURA 8 - Matriz do sistema linear, para $N = 10$.

X = elemento não nulo.

Com relação ao método de Newton-Raphson, devemos derivar as equações da continuidade e dinâmica na forma discretizada, em relação às incógnitas v_{i+1}^j , v_{i+1}^{j+1} , h_{i+1}^j e h_{i+1}^{j+1} , para a formação da matriz Jacobiana. Tais derivadas são dadas pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial v_{i+1}^j} &= \frac{\theta}{2} \left[\frac{\theta}{\Delta x} (h_{i+1}^{j+1} - h_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (h_i^{j+1} - h_i^j) \right] - \\ &\quad \frac{\theta}{\Delta x} \left[\frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_i^{j+1} + h_i^j) \right] \end{aligned} \quad (\text{III.14})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial v_{i+1}^{j+1}} &= \frac{\theta}{2} \left[\frac{\theta}{\Delta x} (h_{i+1}^{j+1} - h_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (h_i^{j+1} - h_i^j) \right] + \\ &\quad \frac{\theta}{\Delta x} \left[\frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_i^{j+1} + h_i^j) \right] \end{aligned} \quad (\text{III.15})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial h_{i+1}^j} &= \frac{1}{2\Delta t} - \frac{\theta}{\Delta x} \left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_i^{j+1} + v_i^j) \right] + \\ &\quad \frac{\theta}{2} \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_{i+1}^{j+1} - v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (v_i^{j+1} - v_i^j) \right] \end{aligned}$$

(III.16)

$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial h_{i+1}^{j+1}} &= \frac{1}{2\Delta t} + \frac{\theta}{\Delta x} \left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_i^{j+1} + v_i^j) \right] \\ &+ \frac{\theta}{2} \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_{i+1}^{j+1} - v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (v_i^{j+1} - v_i^j) \right] \end{aligned}$$

(III.17)

$$\begin{aligned} \frac{\partial G}{\partial v_{i+1}^j} &= \frac{1}{2\Delta t} + \frac{\theta}{2} \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_{i+1}^{j+1} - v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (v_i^{j+1} - v_i^j) \right] \\ &- \frac{\theta}{\Delta x} \left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_i^{j+1} + v_i^j) \right] + \\ &\theta_{gn}^2 \cdot \frac{\left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_i^{j+1} + v_i^j) \right]}{\left[\frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_i^{j+1} + h_i^j) \right]} p \end{aligned}$$

(III.18)

$$\begin{aligned} \frac{\partial G}{\partial v_{i+1}^{j+1}} &= \frac{1}{2\Delta t} + \frac{\theta}{2} \left[\frac{\theta}{\Delta x} (v_{i+1}^{j+1} - v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (v_i^{j+1} - v_i^j) \right] + \\ &\frac{\theta}{\Delta x} \left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_i^{j+1} + v_i^j) \right] + \end{aligned}$$

$$+ \theta g n^2 \cdot \frac{\left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_i^{j+1} + v_i^j) \right]}{\left[\frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_i^{j+1} + h_i^j) \right]^p}$$

(III.19)

$$\frac{\partial G}{\partial h_{i+1}^j} = -\frac{g \theta}{\Delta x} - \frac{p \theta g n^2}{2} \cdot \frac{\left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_i^{j+1} + v_i^j) \right]^2}{\left[\frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_i^{j+1} + h_i^j) \right]^{p+1}}$$

(III.20)

$$\frac{\partial G}{\partial h_{i+1}^{j+1}} = \frac{g \theta}{\Delta x} - \frac{p \theta g n^2}{2} \cdot \frac{\left[\frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (v_i^{j+1} + v_i^j) \right]^2}{\left[\frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_{i+1}^j) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_i^{j+1} + h_i^j) \right]^{p+1}}$$

(III.21)

Nas expressões destas derivadas não foram levados em conta os termos onde aparece a contribuição lateral de descarga, q_1 , visto que a aplicação do modelo será efetuada em condições que permitem desprezar aquela contribuição, como será visto no decorrer do trabalho.

CAPÍTULO IV

PARÂMETROS DO MODELO

IV.1 - OS PARÂMETROS ENVOLVIDOS NO CÁLCULO DA PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE ENCHENTE.

Em modelos matemáticos, os parâmetros têm papel preponderante no que diz respeito ao comportamento do modelo.

O modelo tem o objetivo de simular o comportamento de um sistema como resposta a um conjunto de entradas ou insumos.

Os parâmetros do modelo possuem influência capital no tipo e na forma das respostas, determinando as características das saídas do sistema.

No presente caso, lidamos com duas espécies distintas de parâmetros: físicos e matemáticos.

À primeira espécie pertencem o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e a contribuição lateral de descarga (q_1).

Um parâmetro puramente matemático envolvido é o coeficiente de peso (θ), nas discretizações das equações de Saint-Venant a partir do esquema de Preissmann.

O expoente do raio hidráulico (p), da fórmula da declividade da linha energética do escoamento parece estar em uma categoria intermediária, já que muitas vezes o valor estabelecido pela hidráulica clássica ($4/3$) conduz a resultados totalmente fictícios.

Sem dúvida o parâmetro de natureza mais complexa é o coeficiente de rugosidade de Manning, fato sobre o qual inúmeras

ros autores têm pesquisado até o momento^{7,8,9}.

IV.2 - O COEFICIENTE DE RUGOSIDADE

Grande responsável pela perda de energia do escoamento, pelo atrito causado às porções líquidas em contato com o canal, o coeficiente de rugosidade é função de numerosas características.

Segundo Chow⁷, existem vários fatores que podem exercer influência sobre o valor do coeficiente, tais como : rugosidade da superfície do leito, vegetação, irregularidades na calha fluvial, alinhamento do canal, assoreamento, erosão, obstruções, variações sazonais e material em suspensão.

Todos os fatores citados influem no valor de "n", alguns em maior, outros em menor escala. Uma forma geral de julgamento pode ser fundamentada no fato de que condições que tendem a induzir turbulência e retardamento aumentam o valor do coeficiente de rugosidade.

Diversos pesquisadores⁸ têm sugerido diferentes maneiras para a estimativa do valor de "n", de forma a levar em conta alguns dos fatores intervenientes.

As figuras 9,10 e 11 mostram diferentes valores de "n" para diversas profundidades de escoamento, em três rios dos E.U.A. É importante salientar que as medições efetuadas para aqueles rios não foram necessariamente realizadas em épocas de enchentes.

Algumas publicações relacionam diferentes valores do coeficiente para vários rios, entre as quais pode ser citada U. S. Geological Survey⁹.

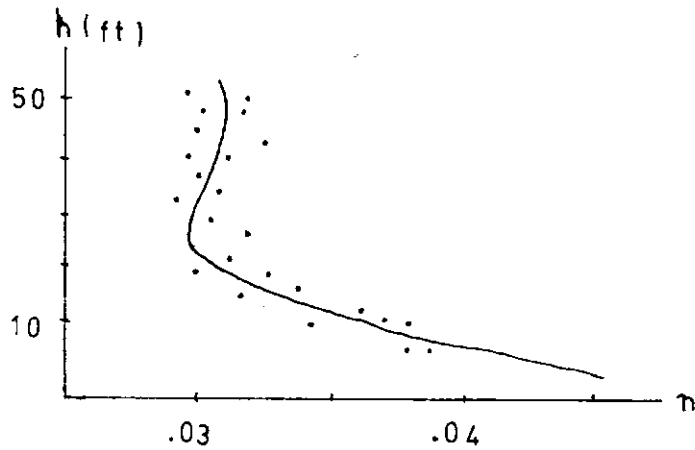


FIGURA 9 - Rio Mississippi entre Memphis e Fulton

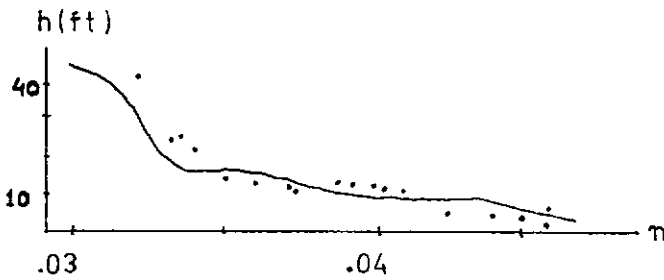


FIGURA 10 - Rio Tennessee em Chattanooga

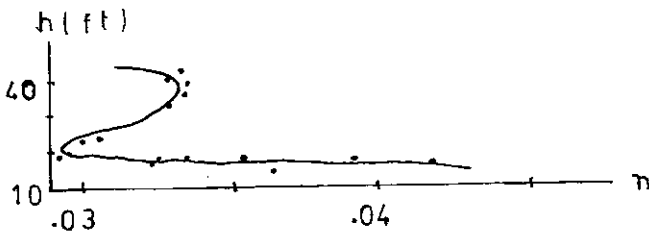


FIGURA 11 - Rio Irrawaddy em Saiktha

IV.3 - A CONTRIBUIÇÃO LATERAL DE DESCARGA

Este parâmetro físico é responsável pela adição ao escoamento da onda de enchente de uma parcela que pode resultar de fatores como contribuição do lençol subterrâneo, contribuição de afluentes do trecho, ou escoamento superficial para a calha principal do rio em estudo.

O valor de q_1 para os cursos d'água naturais é pequeno nas estações secas e cresce nas estações úmidas do ano, por motivos evidentes.

Particularmente o valor deste parâmetro é muito difícil de ser estimado a não ser que existam medições de campo que forneçam ainda que uma base sobre o seu comportamento durante o ano para a região do rio ou trecho do rio em estudo.

IV.4 - O COEFICIENTE DE PESO DAS DISCRETIZAÇÕES

Este coeficiente representa um parâmetro estritamente matemático, intrínseco ao modelo utilizado para representar as variáveis e suas derivadas parciais em relação ao espaço e ao tempo. Para determinada faixa de valores de θ o comportamento do modelo matemático parece ser instável. Após fixado o limite a partir do qual desaparecem estas instabilidades não há maiores problemas, conforme se verá nos resultados.

IV.5 - O EXPOENTE DO RAI0 HIDRÁULICO.

Na expressão (II.3), conhecida como fórmula de Manning para a declividade da linha da energia ou perda de carga por atrito, o raio hidráulico aparece com o expoente "p", o qual frequentemente é adotado na literatura com o valor $4/3$. Esta fórmula foi originalmente proposta em 1889, e foi desenvolvida de modo empírico, para escoamentos uniformes. O valor $4/3$ foi obtido a partir de dados experimentais de Bazin⁴, para canais artificiais, com escoamento uniforme e permanente.

Por outro lado, sabemos que a passagem de uma onda de enchente constitui um escoamento não uniforme em um canal natural. Sendo assim, para o modelo matemático o valor do expoente pode diferir de $4/3$, e por isto este parâmetro foi referido genericamente pelo símbolo "p", naquele modelo.

Diferentes valores deste expoente serão mencionados na apresentação dos resultados.

CAPÍTULO V

A IDENTIFICAÇÃO DE PARÂMETROS

V.1 - TÉCNICAS DE IDENTIFICAÇÃO DE PARÂMETROS

Os valores dos parâmetros apresentados no capítulo anterior devem ter seus valores determinados de modo que o modelo matemático da propagação de cheias funcione de forma satisfatória.

Para isto deve-se conhecer os valores reais das incógnitas do problema, velocidades e alturas de nível d'água, em determinadas seções do trecho de rio em estudo, ou seja, o trecho de simulação da propagação. Estas seções são denominadas seções de fronteira pois as condições de fronteira do modelo, alturas e velocidades ao longo do período da enchente, são ali medidas.

Assim, mediante uma comparação entre valores calculados e medidas das incógnitas, pode-se aferir o bom funcionamento do modelo. Esta etapa é comumente denominada "calibragem" do modelo, ou seja, determinar valores dos parâmetros para os quais se obtenha um certo grau de precisão na aproximação entre valores calculados e observados para as incógnitas.

A calibragem é geralmente a etapa mais demorada do trabalho, em função da grande sensibilidade do modelo a determinados parâmetros, principalmente o coeficiente de rugosidade, conforme será visto oportunamente.

Além disso, cuidado especial deve ser tomado com respeito aos dados, em relação à precisão, consistência e validade, de modo a evitar a tarefa de tentar-se reproduzir hidrogramas de en -

chente que efetivamente não ocorreram na natureza.

V.2 - ALGORITMOS ESPECIAIS PARA IDENTIFICAÇÃO DE PARÂMETROS

Visando automatizar a tarefa de obtenção do conjunto de valores dos parâmetros que torne o ajuste entre valores calculados e observados dentro da precisão requerida, tem sido desenvolvido um grande número de algoritmos especiais para este fim.

Tais algoritmos consistem essencialmente em efetuar variações nos valores dos parâmetros até que seja conseguido o conjunto ideal, em relação a um determinado objetivo

Em geral, o princípio básico dos algoritmos é o mesmo, diferindo no que diz respeito ao objetivo a ser alcançado ao final dos cálculos.

O método dos coeficientes de influência⁵, por exemplo, procura minimizar o quadrado da diferença entre os valores observados e calculados das incógnitas. Existem inúmeros outros tipos de procedimentos, os quais podem ser encontrados na literatura sobre o assunto¹².

O método citado acima, no entanto, possui uma condição matemática de convergência. Esta condição é a de que as funções dos erros envolvidos nos cálculos não possuam pontos estacionários na faixa dos valores de interesse dos parâmetros.

Outra condição, de caráter mais prático, diz respeito aos valores iniciais arbitrados para os parâmetros. Se estes valores

se encontrarem demasiadamente afastados dos respectivos valores reais, o algoritmo não converge. Isto, sem dúvida, representa a principal desvantagem do algoritmo, já que um dos parâmetros envolvidos, o coeficiente de rugosidade de Manning, conforme foi citado no capítulo anterior, tem seu valor afetado por um grande número de fatores, e conseqüentemente, valores por vezes altamente variáveis.

Além do mais, como aquele coeficiente parece variar com a profundidade do escoamento, isto é, variar com o tempo de ocorrência da enchente, e o algoritmo não se mostra facilmente adaptável a essa variação, surge mais uma restrição, a de considerar-se "n" fixo no tempo.

V.3 - IDENTIFICAÇÃO POR MÉTODO HEURÍSTICO.

Existe muita controvérsia a respeito da palavra heurística, e em algumas publicações o seu conceito é apresentado de forma bem subjetiva.

Teoricamente, pode-se chamar de heurística, a ciência que estuda as leis que governam a execução de novas ações em novas situações.

Dessa forma, matematicamente falando, o termo heurístico é geralmente utilizado para descrever-se um método ou estratégia através do qual o número de soluções possíveis para um dado problema, pode ser reduzido.

Isto significa que, com relação aos algoritmos especiais, o horizonte dos valores dos parâmetros pode em alguns casos ser sensivelmente estreitado, com boa economia em tempo de cálculos. Pode-se então fixar etapas de decisão que permitam boa

flexibilidade no método de ataque ao problema da identificação dos parâmetros do modelo matemático.

A grande vantagem de tais métodos é que é permitido um maior controle sobre os valores dos parâmetros na calibragem do modelo.

Em um método heurístico pode-se observar de maneira objetiva a sensibilidade do modelo matemático a cada parâmetro isoladamente, ou ao conjunto dos mesmos.

Além disso, o método permite que sejam introduzidas com facilidade modificações, como por exemplo a variação de um ou mais parâmetros com o tempo, adequando assim o modelo à variação do coeficiente de rugosidade com a profundidade do escoamento.

Outra vantagem importante é que o método heurístico permite que sejam rejeitados valores fisicamente absurdos para os parâmetros, os quais muitas vezes decorrem de medições errôneas ou inconsistentes dos dados, e não de funcionamento ineficaz do modelo matemático.

Conforme se verá, a metodologia usada neste trabalho não é totalmente heurística mas uma combinação desta última com processos sucessivos de tentativa e erro e aproveitamento de resultados de casos estudados para enchentes ainda não calibradas.

A desvantagem do método heurístico reside no maior número de tentativas efetuadas com o modelo até que seja alcançada a calibragem para cada caso de aplicação.

CAPÍTULO VI

APLICAÇÕES E RESULTADOS

VI.1 - APLICAÇÃO AO RIO URUGUAI.

A partir de dados cedidos pela ELETROBRÁS, em convênio com o Centro de Estudos Hidráulicos Professor Pharigot de Sousa, da Universidade Federal do Paraná (C.E.H.P.A.R.), foi planejada uma aplicação ao cálculo de propagação de enchentes no rio Uruguai, entre os postos fluviométricos de Marcelino Ramos e Itá (Figura 12).

O trecho escolhido para a aplicação possui pouca contribuição lateral de afluentes, e os dados foram previamente submetidos à análise de consistência.

Escolhendo-se períodos considerados não úmidos, pode-se, com boa margem de segurança, desprezar a importância da contribuição lateral de descarga, podendo-se dessa forma concentrar a atenção do estudo para os parâmetros relativos ao coeficiente de rugosidade, principalmente, e ao expoente do raio hidráulico.

VI.2 - DADOS UTILIZADOS.

Os dados disponíveis consistem de leituras linimétricas diárias e descargas médias diárias em Marcelino Ramos e Itá. Foram ainda fornecidas tabelas de pontos das seções transversais nos dois postos, de forma a permitir o conhecimento de características das seções de medição, tais como áreas, forma geométrica,

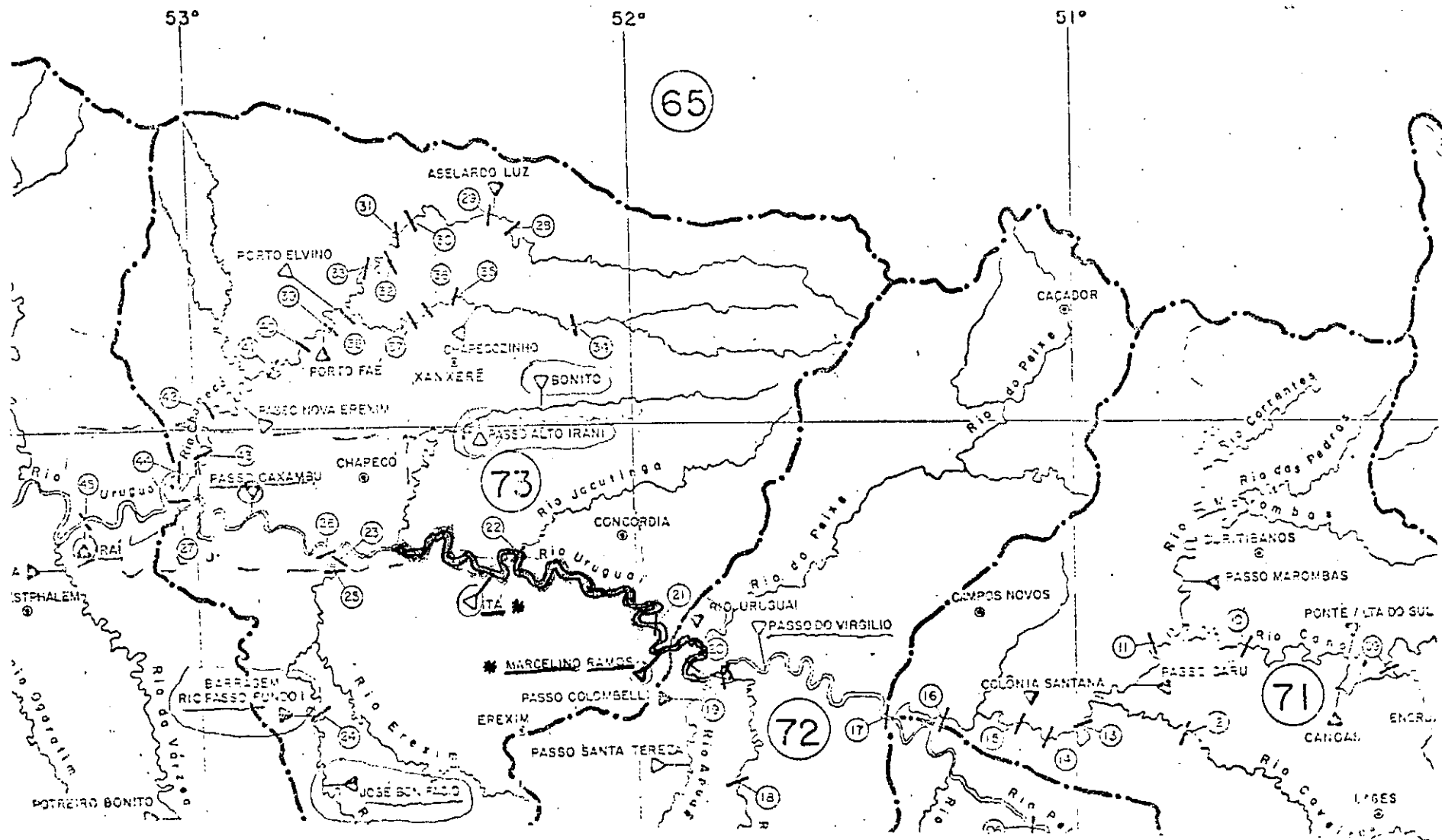


FIGURA 12 - Aspecto geral da bacia e do trecho de aplicação.

etc. As seções podem ser consideradas aproximadamente retangulares.

As altitudes dos postos fluviométricos não foram fornecidas, o que tornou necessária a obtenção destes dados mediante estudo de cartas topográficas na escala 1:100000, interpolando-se alturas de curvas de nível adjacentes ao curso d'água. As cartas foram fornecidas pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística e o Departamento de Cartografia do Exército. Assim, a partir destas cartas e dos dados mencionados foram apropriados os seguintes valores:

a-) Comprimento do trecho Marcelino Ramos-Itá:

$L = 106500$ metros (obtido com uso de curvímetero)

b-) Larguras médias das seções de medição:

$B_1 = 312$ metros (Marcelino Ramos)

$B_2 = 215$ metros (Itá)

c-) Altitudes das seções:

$Z_1 = 380$ metros (Marcelino Ramos)

$Z_2 = 300$ metros (Itá)

d-) Declividade média do trecho:

$$S_0 = \frac{Z_1 - Z_2}{L} = 0,000723 \text{ metros/metro}$$

O valor do comprimento do trecho é fundamental para o modelo matemático, já que valores menores do que o real provoca

carão uma aceleração fictícia no hidrograma calculado, em relação ao observado. Por outro lado, valores maiores do que o real provocarão efeito contrário, isto é, um retardamento no hidrograma calculado. Tal fato é de fácil entendimento, uma vez que no primeiro caso estaremos simulando seções situadas a montante da seção de fronteira de Itá, onde o pico da enchente já deve ter passado antes da chegada à seção de fronteira. A explicação é análoga para o caso de comprimentos superiores ao real. O ideal é o uso de curvímeter sobre cartas com escalas não superiores a 1:200000, na falta de maiores informações.

VI.3 - O TRECHO DE APLICAÇÃO DO MODELO.

O rio Uruguai, entre Marcelino Ramos e Itá, apresenta-se com traçado de aspecto bastante sinuoso, com curvas ou voltas acentuadas e frequentes obstruções, tais como ilhas, às vezes em tamanho considerável, o que faz supor-se a priori, que os valores do coeficiente de rugosidade podem ser elevados.

Para a aplicação, foram selecionadas enchentes com amortecimento de descargas a jusante em relação a montante.

Conforme será visto, procurou-se estimar valores médios para "p" e "n", ajustando-se heurísticamente a seguir, até a obtenção de resultados satisfatórios.

As larguras nas seções de cálculo intermediárias foram interpoladas linearmente, a partir das larguras nas seções de fronteira, na falta de melhores informações.

VI.4 - LIMITAÇÕES NA CALIBRAGEM DE UM ÚNICO HIDROGRAMA.

Durante a fase da calibragem estabelecem-se os valores dos parâmetros que produzam o melhor ajuste entre os hidrogramas calculado e observado. Isto não implica no entanto, que a partir de então qualquer enchente poderá ser satisfatoriamente simulada utilizando-se os valores dos parâmetros obtidos para um caso isolado. O que pode ocorrer na prática é que apenas para cheias de características semelhantes os valores dos parâmetros não diferirão consideravelmente.

Os principais fatores que costumam afetar as variações são a época do ano e a magnitude da enchente. A época do ano influi diretamente, tanto pela introdução da contribuição lateral de descarga no período chuvoso, como pelo tipo de vegetação das margens do rio, do material em suspensão, etc.

A magnitude da enchente introduz características distintas, no que diz respeito à resistência oferecida ao escoamento da onda.

VI.5 - CONSIDERAÇÕES SOBRE OS INCREMENTOS Δx E Δt

Quanto ao incremento temporal deve-se procurar não utilizar intervalos de tempo muito menores do que o de medição dos valores observados. Isto implica em que, se estão disponíveis valores diários, por exemplo, será perigoso adotar-se valores para aquele incremento menores do que 12 horas, talvez. Esta

consideração pode ser baseada no fato de que a adoção de valores muito pequenos para Δt vai implicar na interpolação de dados, entre dois valores consecutivos diários de descarga, os quais por si só dependem de fatores tais como condições dos instrumentos de medida, discernimento do responsável pela medição, etc.

O ideal é que o incremento temporal seja, no mínimo igual ao espaçamento entre as medições. No entanto, no caso de enchentes de duração muito longa, aquele incremento pode ser superior a um dia, de forma a não aumentar excessivamente o tempo computacional.

O intervalo de discretização espacial, Δx , é o maior responsável pela ordem de grandeza do tempo de execução do modelo.

Com efeito, o número de equações, e consequentemente o número de incógnitas do método, é igual a $2N-2$, onde N é o número de seções discretizadas no trecho de simulação.

É claro que um maior controle sobre a simulação está diretamente associado ao espaçamento entre as seções de cálculo, e por isso o engenheiro deve decidir qual será o número razoável de seções simuladas, que não onere em demasia o gasto devido ao tempo de processamento do modelo.

Um último aspecto quanto ao incremento temporal diz respeito à rapidez de convergência do método de Newton. Como os valores iniciais adotados para as incógnitas são os valores das mesmas no instante de cálculo anterior, a valores menores do incre-

mento corresponderão menos iterações executadas para a convergência do processo. Evidentemente para valores maiores de Δt o número de iterações necessárias para a convergência será um pouco mais elevado.

VI.6 - PRIMEIRA ENCHENTE ESTUDADA. RESULTADOS.

A primeira enchente estudada foi a ocorrida no período de 31 de outubro a 09 de novembro de 1958, com uma duração de dez dias. Os valores observados de profundidades e descargas nos postos fluviométricos podem ser vistos a seguir.

- Marcelino Ramos

| Dia | descarga (m^3/seg) | profundidade (m) |
|-----|------------------------|------------------|
| 31 | 698,3 | 6,97 |
| 1 | 2568,0 | 8,62 |
| 2 | 1220,0 | 7,52 |
| 3 | 755,2 | 7,04 |
| 4 | 643,0 | 6,90 |
| 5 | 598,0 | 6,84 |
| 6 | 568,0 | 6,80 |
| 7 | 525,4 | 6,74 |
| 8 | 504,1 | 6,71 |
| 9 | 497,0 | 6,70 |

- Itá

| <u>Dia</u> | <u>descarga (m³/seg)</u> | <u>profundidade (m)</u> |
|------------|-------------------------------------|-------------------------|
| 31 | 695,8 | 10,65 |
| 1 | 1870,2 | 12,68 |
| 2 | 2369,8 | 13,44 |
| 3 | 933,4 | 11,10 |
| 4 | 716,4 | 10,69 |
| 5 | 640,0 | 10,54 |
| 6 | 605,0 | 10,47 |
| 7 | 580,0 | 10,42 |
| 8 | 560,5 | 10,38 |
| 9 | 546,3 | 10,35 |

Em face às considerações do parágrafo anterior, foi adotado um intervalo Δt correspondente a 1 dia.

O valor adotado para Δx foi de 10600 metros, já que para este valor o número de seções simuladas é

$$N = \frac{L}{\Delta x} + 1 = 11 \text{ seções de cálculo}$$

Estimou-se inicialmente valores médios constantes, para "n" e "p", com 0,03 para o primeiro e 1,0 para o segundo. Entretanto foi impossível obter resultados razoáveis para valores de "p" superiores a 0,5. Finalmente o valor para este parâmetro foi fixado em 0,48, passando-se a seguir ao estudo do comportamento do modelo com relação ao coeficiente de rugosidade, "n".

Verificou-se que era impossível calibrar o modelo sem considerar a variação do coeficiente de rugosidade com o tempo.

A sua influência na parcela de atrito mostrou-se preponderante no cálculo da propagação desta enchente. Observando os hidrogramas medido e calculados verificou-se que aquele coeficiente parecia decrescer com o aumento da profundidade de escoamento, até o pico da enchente, e em seguida ter seu valor novamente aumentado.

Assim, por meio de tentativas, procedeu-se a calibragem variando-se "n" com "h" de modo heurístico. O ajuste obtido entre os hidrograma calculado e observado em Itá, ao final da fase de calibragem, pode ser visto na Figura 13.

Valores menores para o incremento espacial não provocaram modificações sensíveis nos resultados, bem como para diversos valores do coeficiente de peso θ , situados no intervalo (0,6 - 1,0). O valor deste coeficiente foi então fixado em 0,9 para este e para os demais casos.

Procurou-se ajustar uma curva de equação definida à variação "n" x "h", com a qual foi alcançada a calibragem da enchente. Tentou-se o ajuste através de técnica baseada no método dos mínimos quadrados, para três tipos de curvas : exponencial, logarítmica e lei de potências. Os valores obtidos para os coeficientes destas curvas foram :

a-) Curva Exponencial

$$h = a e^{bn}$$

(VI.1)

coeficiente de determinação : $r^2 = 0,91927$

$$a = 14,58613 \quad b = -3,37252$$

b-) Curva Logarítmica

$$h = a + b \ln (n) \quad (\text{VI.2})$$

$$r^2 = 0,96828 \quad a = 4,28097 \quad b = -2,65898$$

c-) Lei de Potências

$$h = a n^b \quad (\text{VI.3})$$

$$r^2 = 0,97205 \quad a = 6,18236 \quad b = -0,22655$$

Como se nota, o melhor ajuste foi para a curva do tipo Lei de Potências, já que o maior valor do coeficiente de determinação ocorreu para aquela curva. Os pontos "n" x "h" que calibraram a enchente e a curva teórica ajustada podem ser vistos na Figura 14.

Com base nos resultados obtidos, adotou-se o seguinte procedimento para as demais enchentes estudadas: fixar os valores dos parâmetros " θ " e " p " e dos incrementos " Δt " e " Δx " e tentar a variação "n" x "h" a partir da curva tipo Lei de Potências ajustada para a primeira enchente. Assim, os valores iniciais de "n" para a calibragem das enchentes seguintes podem ser obtidos conhecendo-se as profundidades do escoamento para cada instante da passagem da onda. A seguir deve-se tentar heurísticamente reproduzir o hidrograma observado para ca

da caso, alterando caso seja necessário um ou mais valores iniciais de "n".

A listagem completa de saída com todas as soluções será apresentada apenas para este primeiro caso de aplicação e pode ser vista na Figura 15, ao final deste capítulo. Para os demais casos serão apresentados hidrogramas e gráficos "n" x "h".

O tempo gasto no processamento, após a calibragem, foi de 1 minuto e 20 segundos, no Sistema Burroughs 6700.

É importante ressaltar que quanto mais longe estiverem os valores adotados para "n" dos valores reais, maior será o número de ciclos no método de Newton, necessário para a convergência do modelo matemático. Assim, adotando-se o procedimento descrito anteriormente para os demais casos, pode-se reduzir sensivelmente o número de ciclos do processo iterativo, obtendo-se boa economia no tempo de cálculo.

O critério de ajustamento adotado, entre os hidrogramas calculados e observado foi o de admitir-se uma diferença absoluta máxima de 10% da magnitude da enchente, para aqueles hidrogramas.

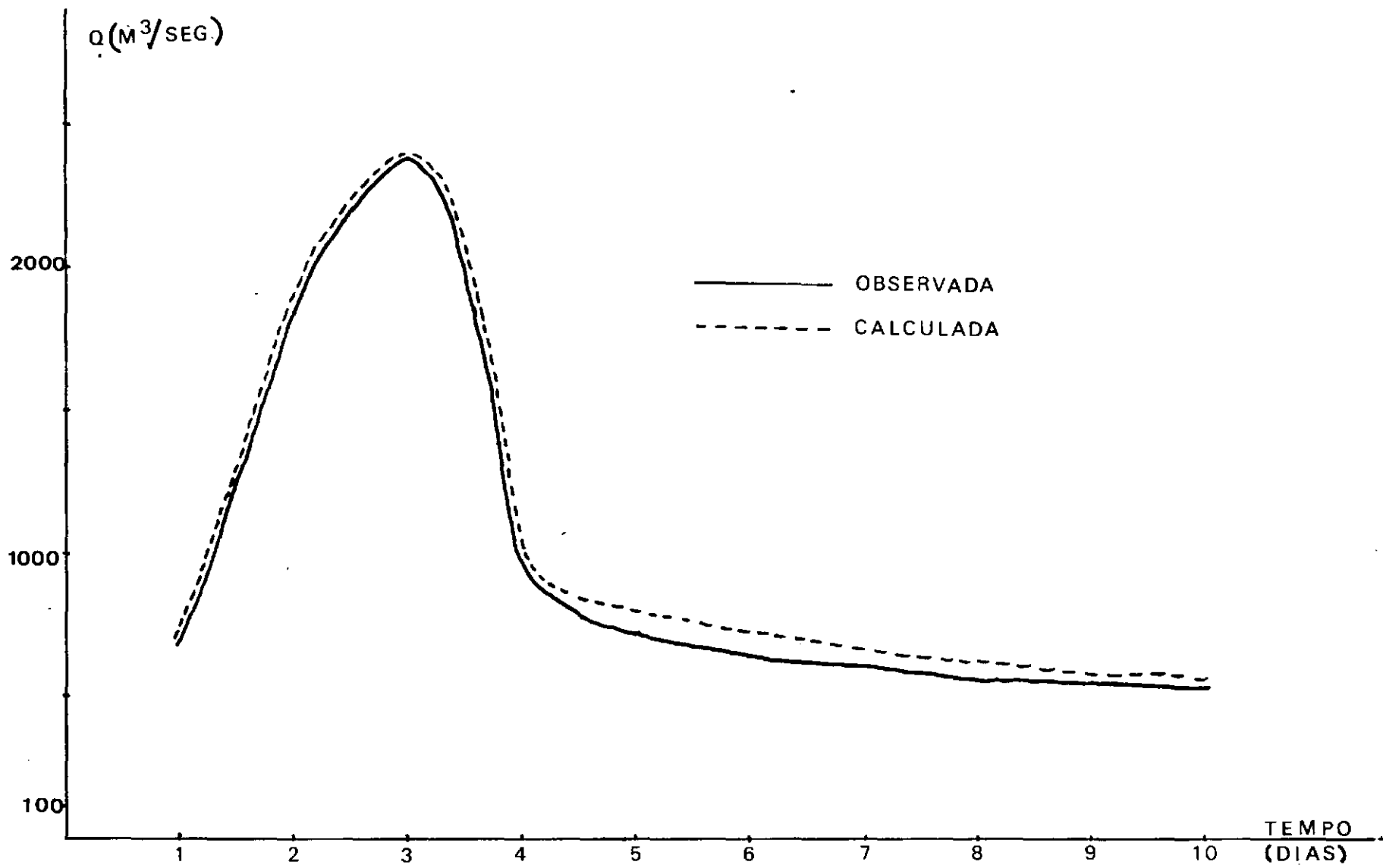


FIGURA 13 - Curvas descarga x tempo para a primeira enchente.

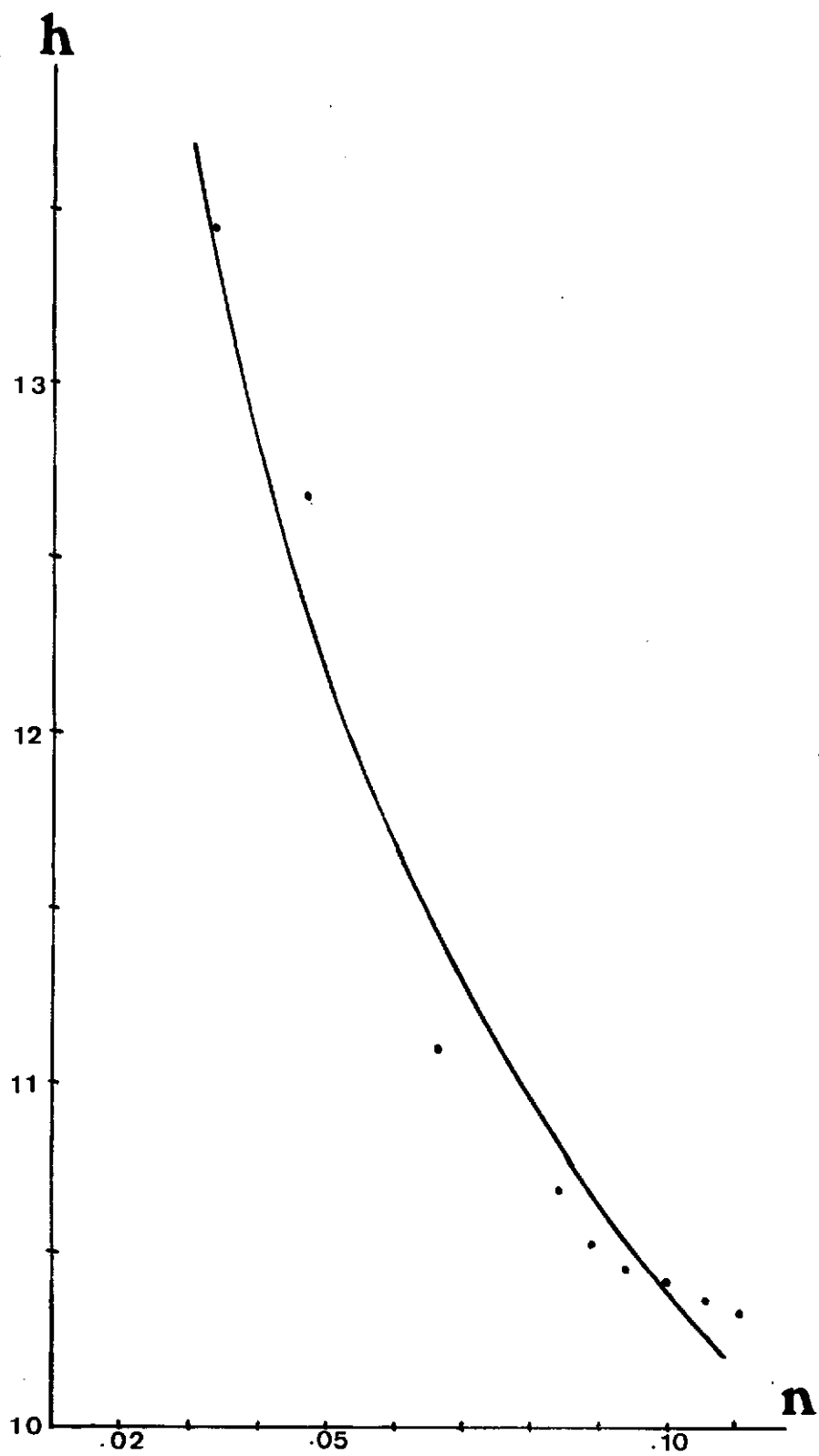


FIGURA 14 - Curva ajustada e pontos para a primeira enchente.

VI.7 - SEGUNDA ENCHENTE ESTUDADA. RESULTADOS.

A segunda enchente estudada ocorreu no período de 21 de junho a 04 de julho de 1959, correspondendo a uma duração de 14 dias. Os incrementos temporal e espacial tiveram seus valores mantidos os mesmos da aplicação anterior. Procurou-se ainda utilizar o mesmo valor para o expoente do raio hidráulico e para o coeficiente de pêso, e estimou-se o valor de "n" a partir da variação obtida para a primeira enchente.

O procedimento descrito acima acelerou bastante o processo de calibragem, a qual foi alcançada com um número de tentativas bem menor do que o primeiro caso estudado. A calibragem foi obtida com um tempo de processamento, incluindo a compilação, de 1 minuto e 23 segundos. Este tempo foi maior do que o da primeira enchente face à maior duração desta, o que implica em resol-ver-se o trecho 4 vezes a mais do que para o primeiro caso.

Os dados para este caso são apresentados a seguir.

- Marcelino Ramos

| <u>Dia</u> | <u>descarga (m³/seg)</u> | <u>profundidade (m)</u> |
|------------|-------------------------------------|-------------------------|
| 21 | 192,1 | 6,17 |
| 22 | 722,0 | 7,00 |
| 23 | 1320,0 | 7,62 |
| 24 | 3170,0 | 9,05 |
| 25 | 1300,0 | 7,60 |
| 26 | 1178,0 | 7,48 |
| 27 | 805,0 | 7,10 |
| 28 | 628,0 | 6,88 |

| | | |
|----|-------|------|
| 29 | 628,0 | 6,88 |
| 30 | 553,8 | 6,78 |
| 01 | 511,2 | 6,72 |
| 02 | 483,6 | 6,68 |
| 03 | 470,2 | 6,66 |
| 04 | 423,8 | 6,59 |

- Itã

| Dia | descarga (m^3/seg) | profundidade (m) |
|-----|--------------------------------------|------------------|
| 21 | 286,0 | 9,77 |
| 22 | 305,0 | 9,82 |
| 23 | 778,0 | 10,81 |
| 24 | 2169,0 | 13,14 |
| 25 | 1590,0 | 12,23 |
| 26 | 1155,0 | 11,50 |
| 27 | 933,0 | 11,10 |
| 28 | 784,0 | 10,82 |
| 29 | 707,0 | 10,67 |
| 30 | 640,0 | 10,54 |
| 01 | 600,0 | 10,46 |
| 02 | 580,0 | 10,42 |
| 03 | 551,0 | 10,36 |
| 04 | 523,0 | 10,30 |

O ajuste entre os hidrograma calculado e observado pode ser visto na Figura 16. Como se pode notar, a precisão alcançada é satisfatória.

De forma análoga à aplicação anterior procurou-se ajustar

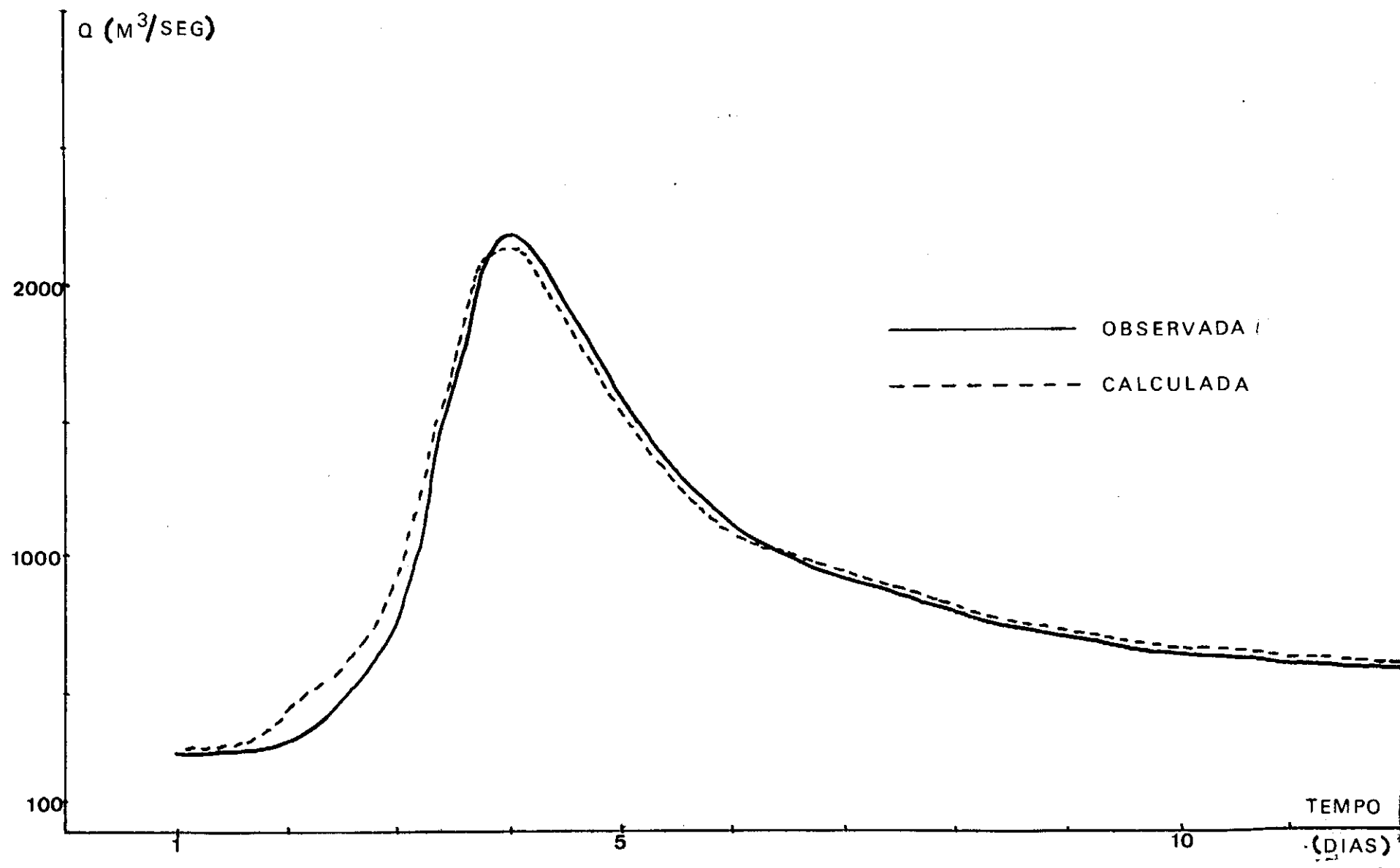


FIGURA 16 - Curvas descarga x tempo para a segunda enchente.

tar os mesmos tipos de curvas à variação de "n" com a profundidade, obtida ao final da calibragem. Os coeficientes para a aquelas curvas foram:

a-) Curva Exponencial

$$h = 14,21090 e^{-3,03396 n}$$

$$r^2 = 0,95281$$

b-) Curva Logarítmica

$$h = 4,82218 - 2,46252 \ln (n)$$

$$r^2 = 0,98360$$

c-) Lei de Potências

$$h = 6,42721 n^{-0,21319}$$

$$r^2 = 0,98826$$

Novamente pode ser constatado o melhor ajuste para a curva Lei de Potências, dado o maior valor para o coeficiente de determinação, r^2 . Os pontos obtidos na calibragem e a curva ajustada podem ser vistos na Figura 17.

Os dados relativos aos casos posteriores serão apresentados no Apêndice, de modo a não sobrecarregar o número de páginas deste capítulo.

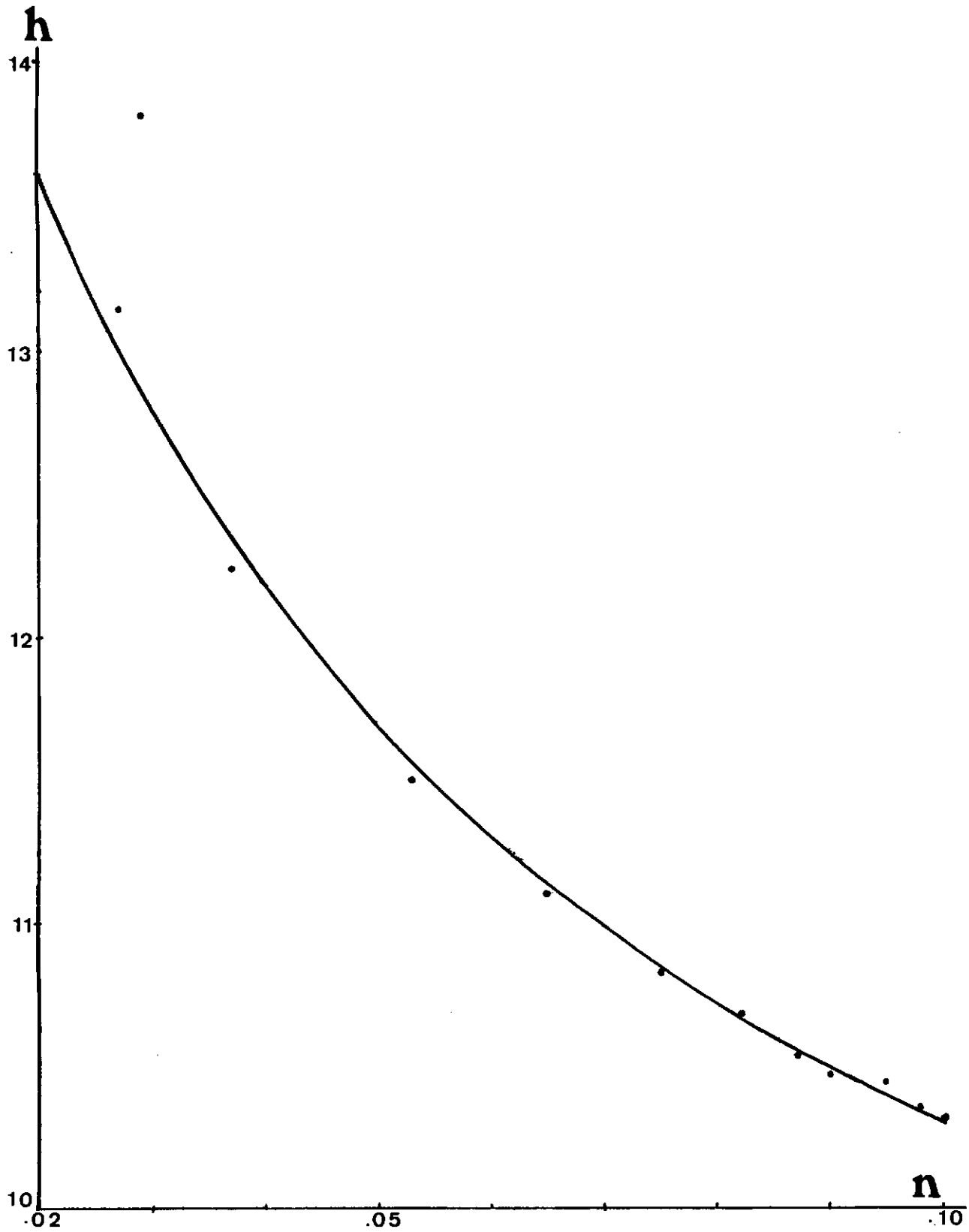


FIGURA 17 - Pontos obtidos e curva ajustada para a segunda enchente.

VI.8 - TERCEIRA ENCHENTE ESTUDADA. RESULTADOS.

Este caso ocorreu no período de 13 de agosto a 27 do mesmo mês, no ano de 1959, com duração total de 15 dias.

Foram adotados os mesmos valores dos casos anteriores, e apenas os valores de "n" foram ajustados durante o processo de calibragem. O tempo necessário para o processamento foi de 1 minuto e 24 segundos. Conforme se pode notar, comparando-se com o tempo gasto na aplicação anterior, o modelo requereu mais 1 segundo de tempo de processamento devido a 1 dia a mais na duração da enchente.

A variação inicial adotada para o coeficiente de rugosidade foi feita do mesmo modo do caso anterior. Para tal procedimento o processo de calibragem realizou-se com o mesmo número de tentativas (5) alcançado para a segunda enchente. O ajuste entre os hidrogramas pode ser visto na Figura 18.

Os coeficientes para as curvas de ajuste para este caso são apresentados a seguir.

a-) Curva Exponencial

$$h = 13,33802 e^{-1,98424 n}$$

$$r^2 = 0,71981$$

b-) Curva Logarítmica

$$h = 5,60205 - 2,21859 \ln (n)$$

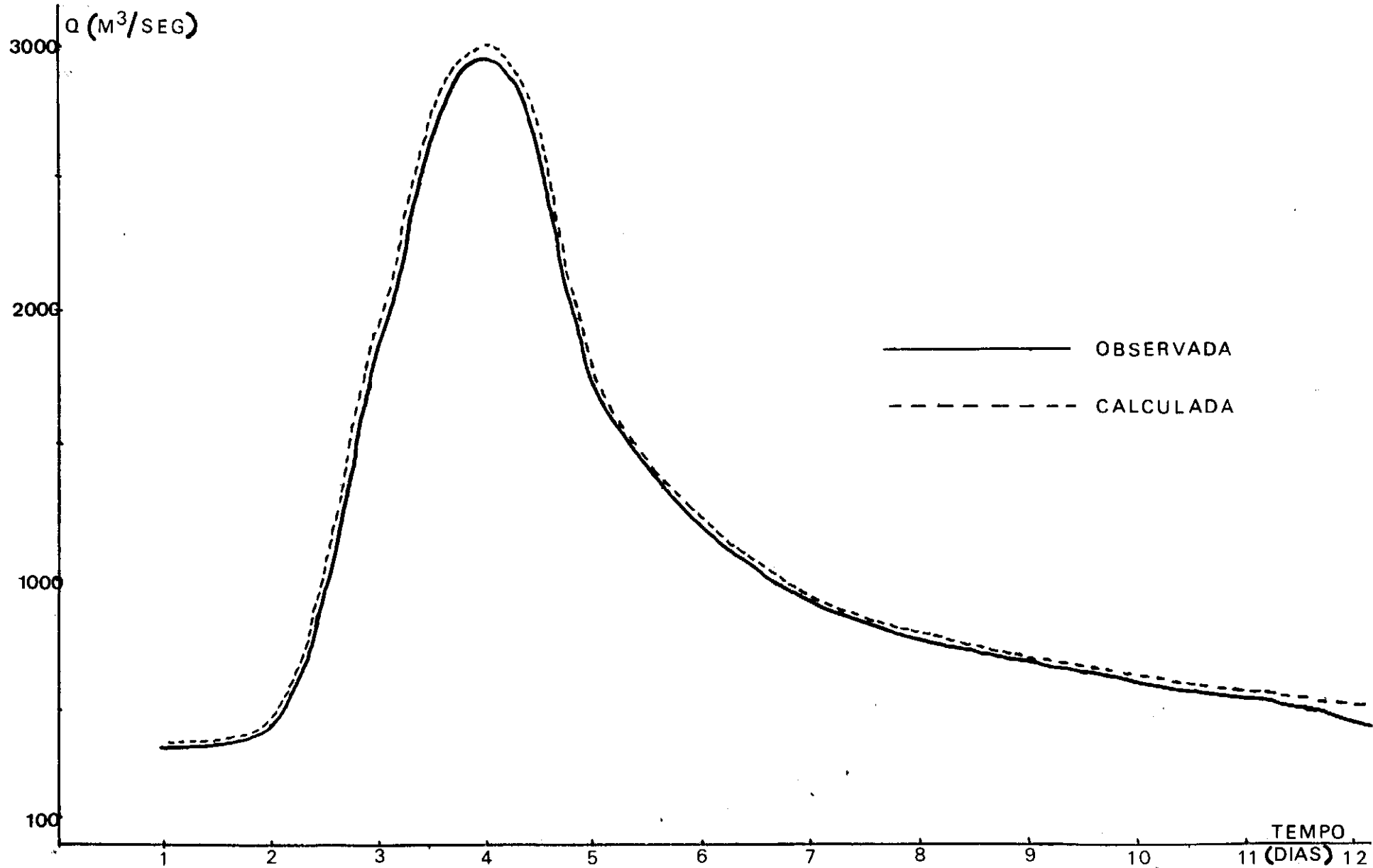


FIGURA 18 - Curvas descarga x tempo para a terceira enchente.

$$r^2 = 0,91567$$

c-) Lei de Potências

$$h = 6,91581 n^{-0,18884}$$

$$r^2 = 0,93335$$

Ainda para este caso, o melhor ajuste obtido foi para a curva tipo "c" , parecendo tender a estabelecer-se esta variação "n" x "h" para os demais casos de aplicação no trecho em estudo. Os pontos obtidos na calibragem e a curva ajustada podem ser vistos na Figura 19.

VI.9 - QUARTA ENCHENTE ESTUDADA. RESULTADOS.

Esta enchente ocorreu no período de 22 de setembro a 07 de outubro de 1960, com duração de 16 dias. O procedimento para os valores dos parâmetros foi idêntico ao descrito no caso anterior. A calibragem foi alcançada com um total de 1 minuto e 25 segundos de tempo computacional. Novamente repetiu-se o acréscimo de 1 segundo devido a um dia a mais de duração da enchente.

Isto levou à tentativa de estabelecimento de uma expressão para estimar-se o tempo de processamento para cada caso, com sucesso.

A expressão adotada relaciona aquele tempo com o número de seções simuladas, a duração da enchente em intervalos de tempo e um coeficiente associado à velocidade de cálculo do Sistema Burroughs 6700, do NCE da UFRJ.

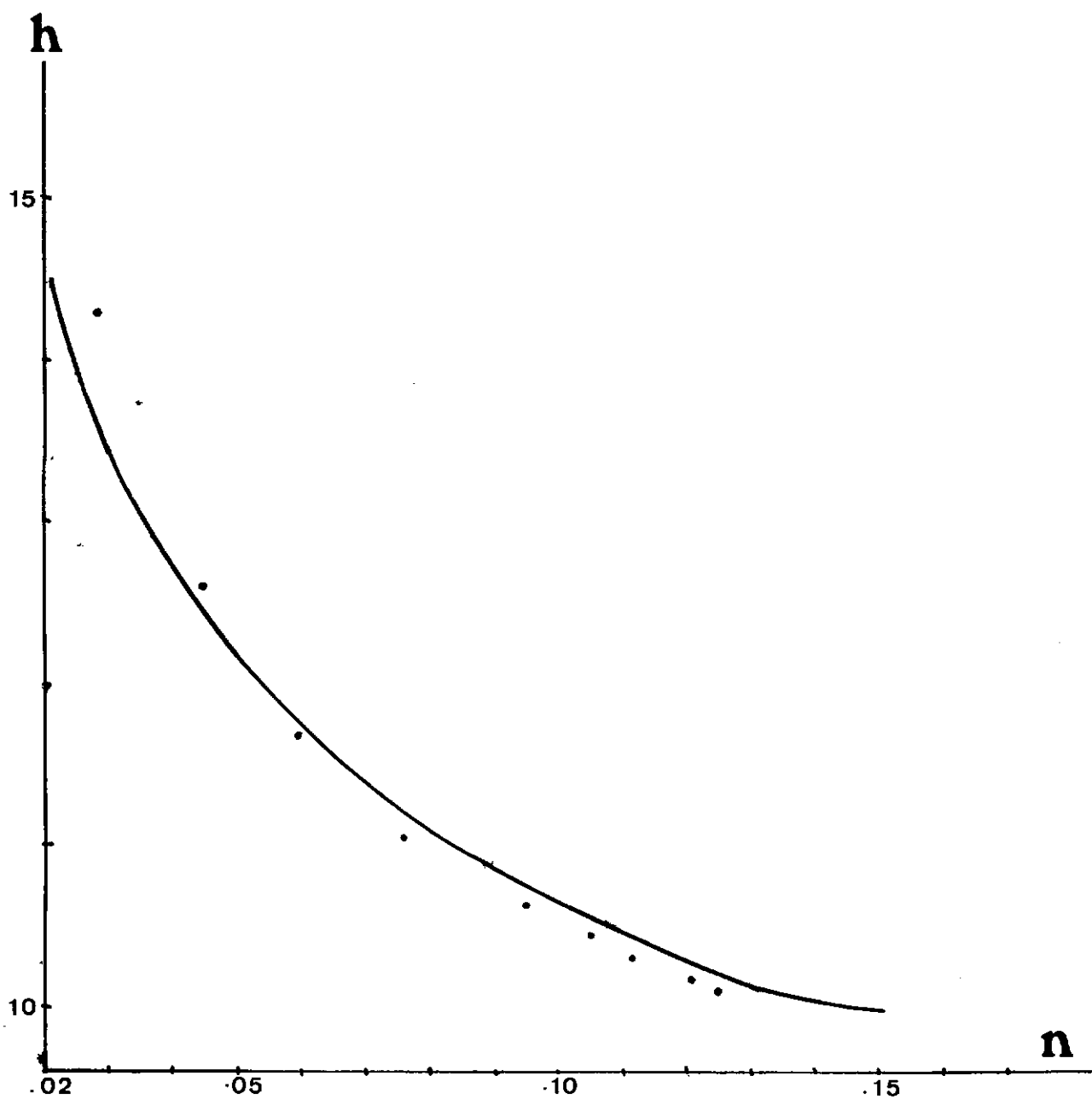


FIGURA 19 - Pontos obtidos na calibragem e curva ajustada para a terceira enchente.

$$TPROC = TCOMP + CPTxNxT \quad (VI.4)$$

TPROC - Tempo de processamento necessário

TCOMP - Tempo de compilação do modelo Fortran

CPT - Coeficiente para o B-6700 (cêrca de 0,01)

N - Número de seções discretizadas

T - Duração da enchente em intervalos de tempo

A variação adotada inicialmente para o coeficiente de rugosidade foi a mesma do caso anterior. Os hidrogramas calculado e observado podem ser vistos na figura 20.

As curvas de ajuste para a variação "n" x "h" obtida na calibragem forneceram os seguintes resultados:

a-) Curva Exponencial

$$h = 16,31468 e^{-4,68997 n}$$

$$r^2 = 0,85109$$

b-) Curva Logarítmica

$$h = 2,37095 - 3,42661 \ln (n)$$

$$r^2 = 0,95525$$

c-) Lei de Potências

$$h = 5,66530 n^{-0,26326}$$

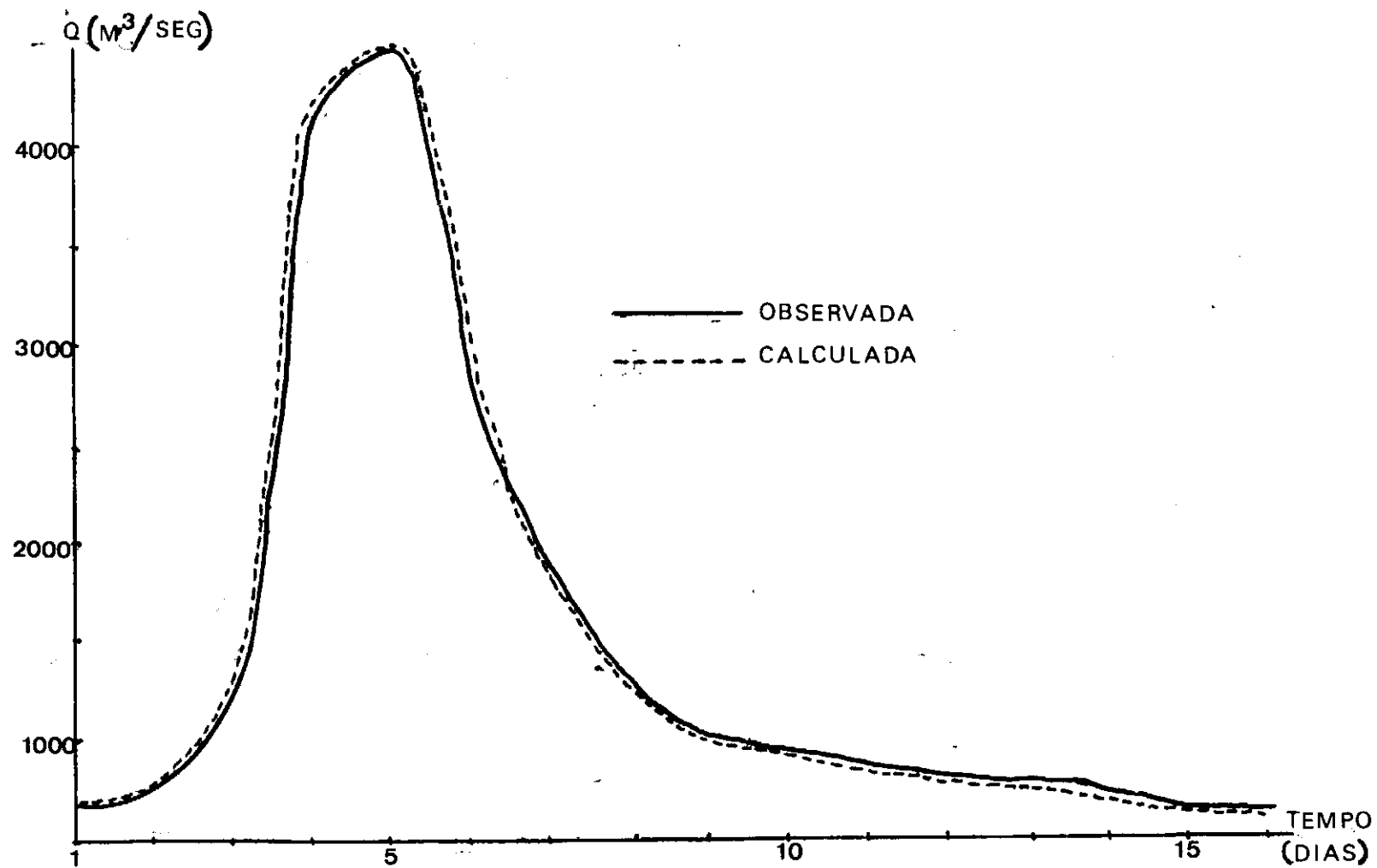


FIGURA 20 - Curvas descarga x tempo para a quarta enchente

$$r^2 = 0,97107$$

Novamente o melhor ajuste ocorre para a curva tipo "c", confirmando parcialmente a tendência mencionada no parágrafo anterior.

A curva ajustada e os pontos obtidos na calibragem podem ser vistos na figura 21.

VI.10 - QUINTA ENCHENTE ESTUDADA. RESULTADOS.

A quinta enchente ocorreu no período de 26 de setembro a 14 de outubro de 1961, com um total de 19 dias de duração. Esta enchente tem magnitude bem superior às demais estudadas, podendo-se assim testar a validade dos resultados até aqui obtidos para este tipo de característica da enchente.

Os valores dos parâmetros, à exceção do coeficiente de rugosidade, foram mantidos inalterados. A variação inicial tentada para "n" foi do mesmo tipo daquela dos casos anteriores. Os resultados (Figura 22) foram alcançados com o mesmo número de tentativas, confirmando a validade do procedimento.

O tempo de processamento requerido para este caso foi de 1 minuto e 30 segundos. Apesar da diferença de magnitude, cerca de dez vezes maior do que as anteriores, a calibragem da enchente foi satisfatoriamente obtida com procedimento análogo ao adotado naqueles casos.

Os resultados nos ajustes das curvas para a variação de

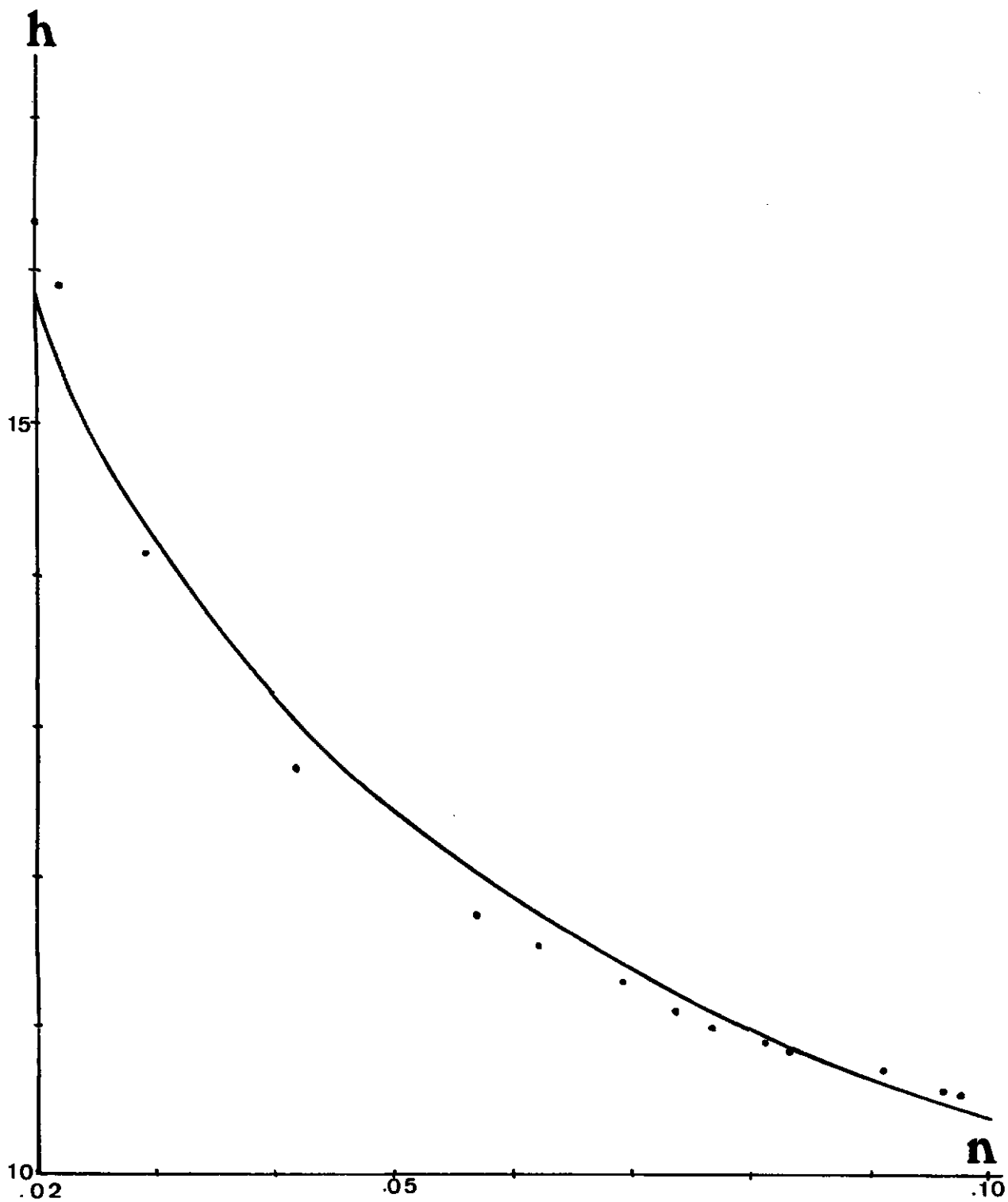


FIGURA 21 - Curva ajustada e pontos obtidos na calibragem
para a quarta enchente

"n" com a profundidade são apresentados a seguir.

a-) Curva Exponencial.

$$h = 0,85192 e^{-13,17740 n}$$

$$r^2 = 0,85192$$

b-) Curva Logarítmica

$$h = 9,49151 - 7,06189 \ln(n)$$

$$r^2 = 0,9200$$

c-) Lei de Potências

$$h = 3,19792 n^{-0,43781}$$

$$r^2 = 0,96330$$

Mais uma vez nota-se o melhor ajuste para a curva tipo "c", fazendo crer que, para este trabalho, esta é a curva que melhor representa a variação do coeficiente de rugosidade com a profundidade de escoamento.

Para outros rios em outras condições é evidente que resultados bastante diferentes poderão ser encontrados.

Os pontos obtidos na calibragem e a curva potencial ajustada podem ser vistos na Figura 23.

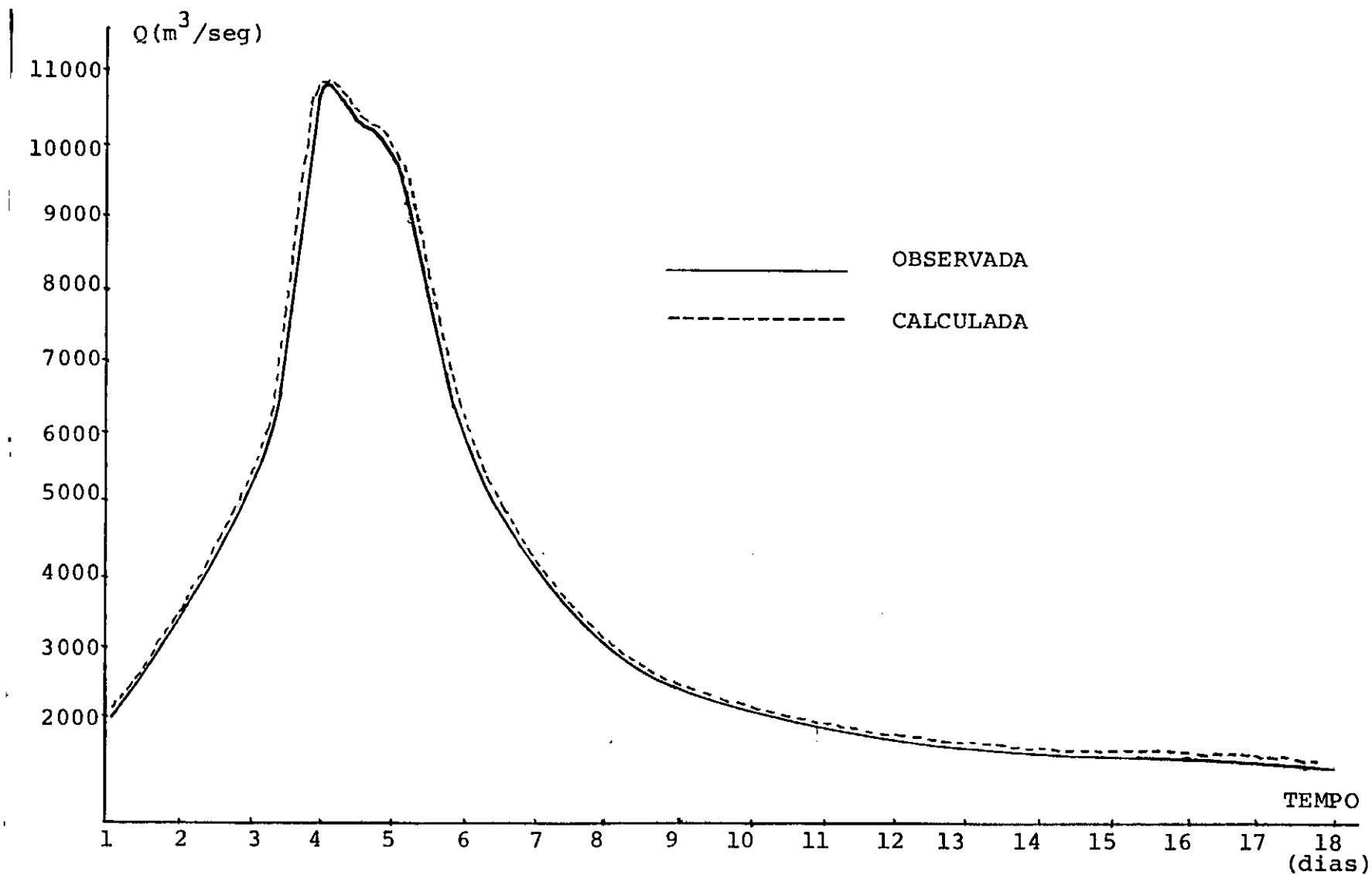


FIGURA 22 - Curvas descarga x tempo para a quinta enchente

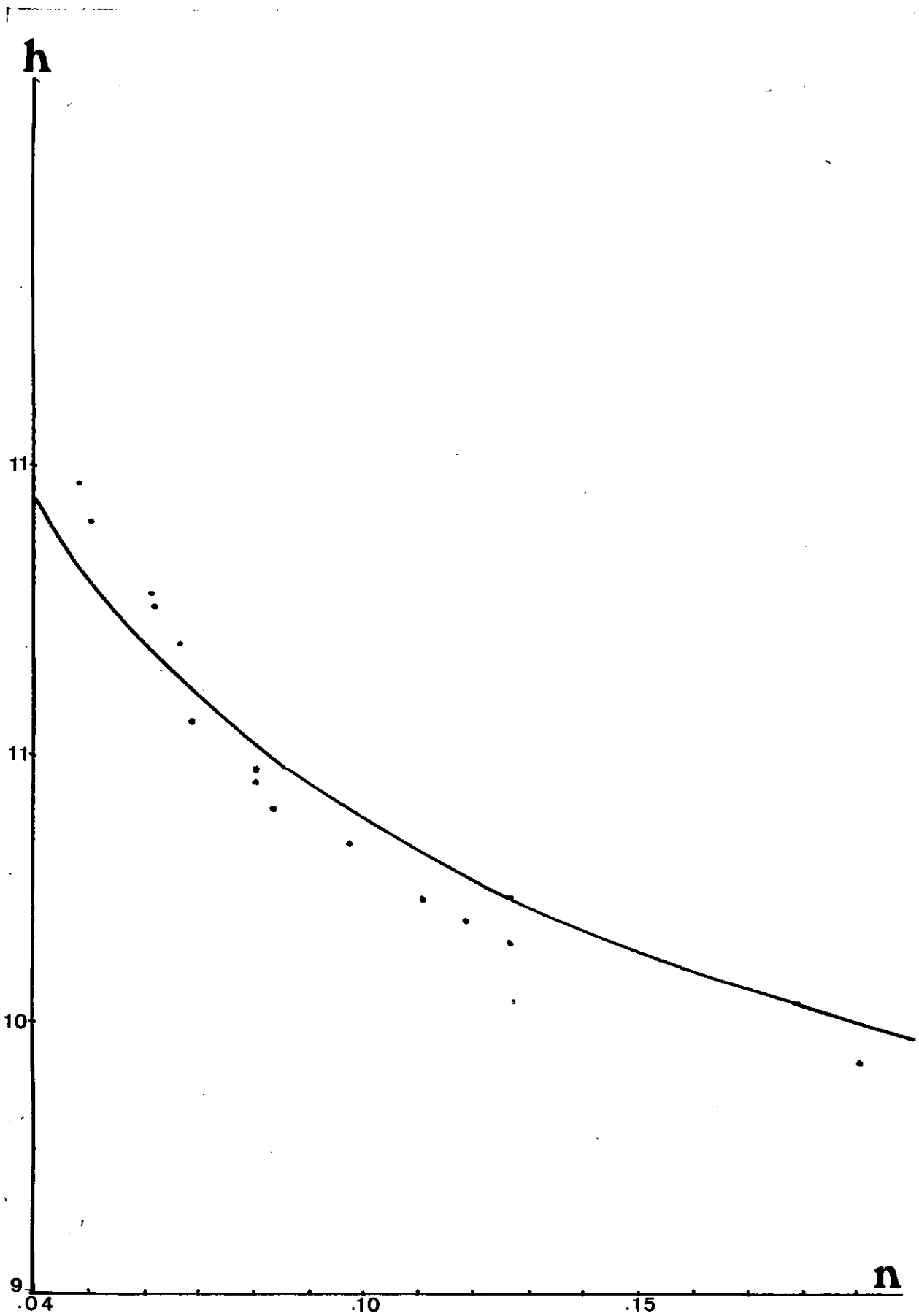


FIGURA 23 - Pontos obtidos na calibragem e curva ajustada para a quinta enchente

VI.11 - SEXTA ENCHENTE ESTUDADA. RESULTADOS.

Este foi o último caso de aplicação estudado, em virtude da característica diferente, enchente composta com dois picos distintos, e em virtude do fato de poder-se considerar que seis casos de aplicação para um mesmo trecho podem ser suficientemente representativos das tendências nos valores dos parâmetros em estudo.

A enchente em questão ocorreu no período de 5 a 28 de julho de 1962, totalizando a duração de 24 dias.

O procedimento foi análogo ao dos casos anteriores e a calibragem foi obtida com tempo total de processamento de 1 minuto e 30 segundos. Os hidrogramas calculado e observado são mostrados na Figura 24. O ajuste é bom, conforme se pode notar.

A variação "n" x "h" foi mais uma vez tentada mediante ajuste dos três tipos de curva, exponencial, logarítmica e tipo "c", com os seguintes resultados:

a-) Curva Exponencial

$$h = 11,64266 e^{-0,65727 n}$$

$$r^2 = 0,83757$$

b-) Curva Logarítmica

$$h = 8,10305 - 1,15462 \ln (n)$$

$$r^2 = 0,95158$$

c-) Lei de Potências

$$h = 8,33368 n^{-0,10992}$$

$$r^2 = 0,96213$$

Este último valor de r^2 confirmou o melhor ajuste para a curva tipo "c" para a variação do coeficiente de rugosidade com a profundidade do escoamento, para este trabalho. Assim, a tendência significativa do trecho parece corresponder a uma variação "n" x "h" do tipo $h=an^b$. Esta variação e os pontos obtidos na calibragem para esta enchente estão mostrados na Figura 25. Os dados utilizados neste caso encontram-se no apêndice.

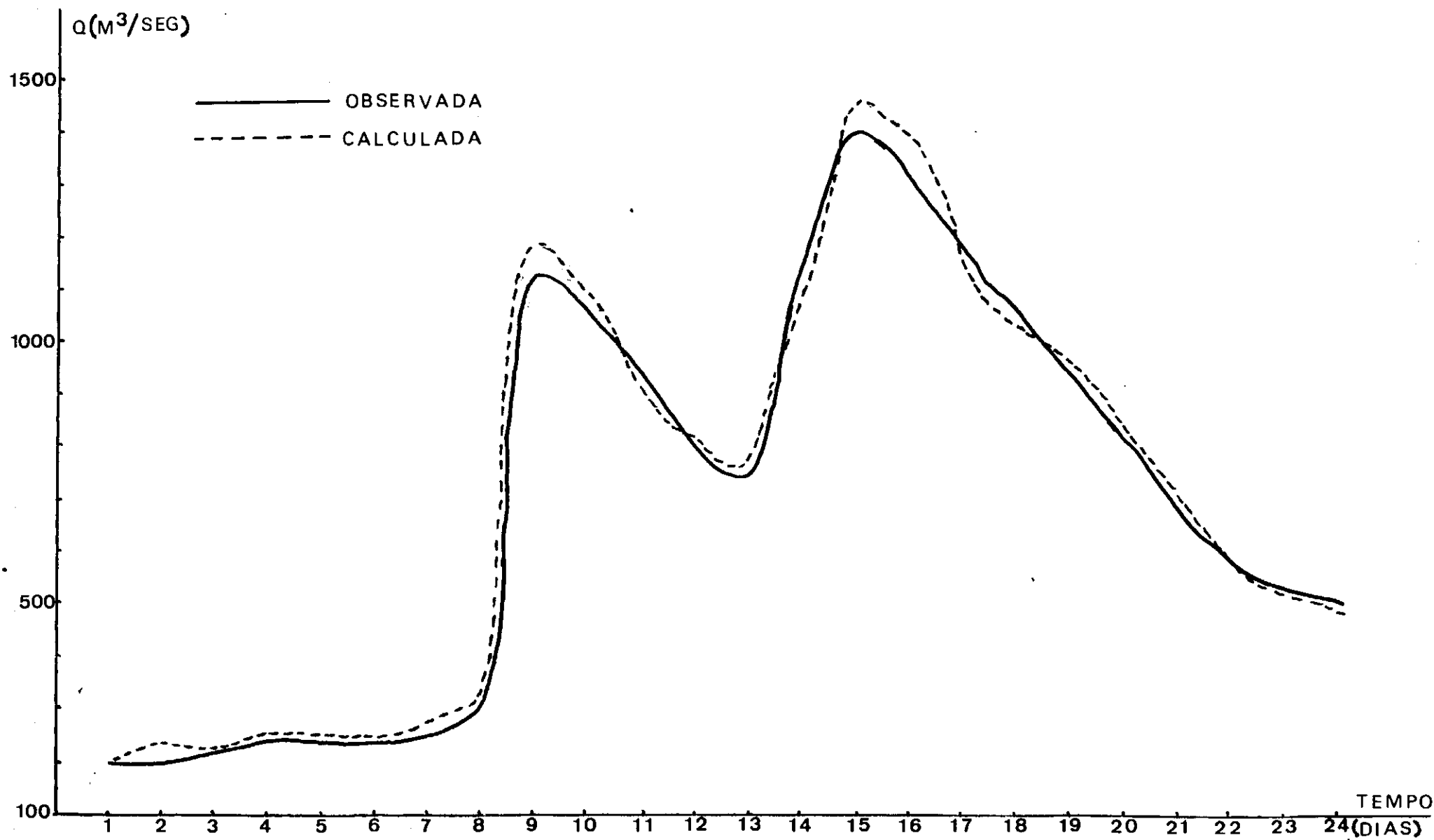


FIGURA 24 - Curvas descarga x tempo para a sexta enchente.

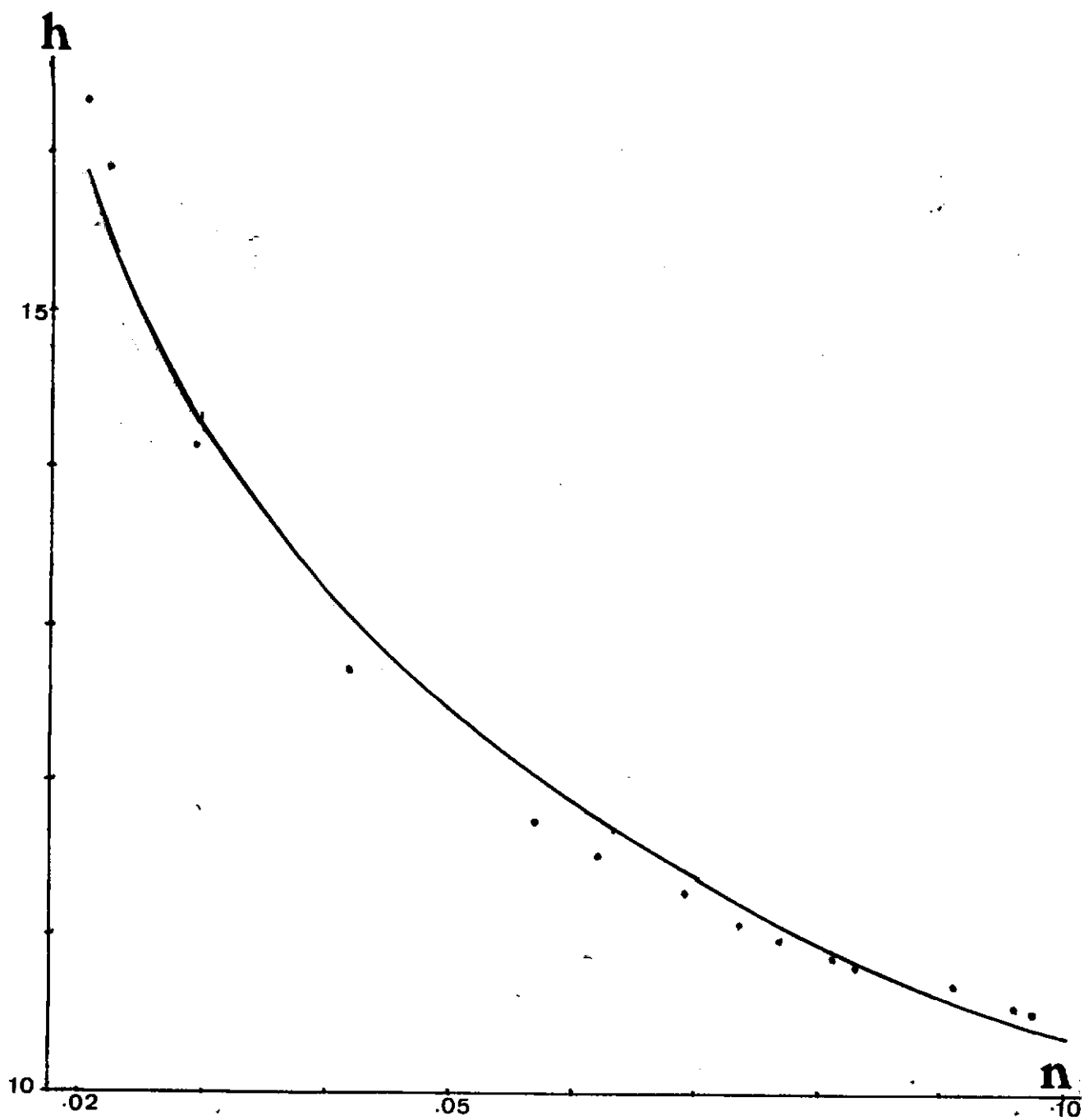


FIGURA 25 - Pontos obtidos na calibragem e curva ajustada para a sexta enchente.

FLUDD ROUTING - ESQUEMA DE DIFERENCAS FINITAS

- METODO IMPLICITO -

FLAVIO CESAR BORBA NASCARENHAS

CALCULO DE PROPAGACAO DE ONDA DE ENCHENTE

LOCALIDADE : RIO URUGUAI

ESTADO : RIO GRANDE DO SUL

PAIS : BRASIL

ANO : 1958

PERIODO : 31 DE OUTUBRO A 9 DE NOVEMBRO

AREA DE DRENAGEM : 41300. KM 2

POSTOS FLUVIOMETRICOS DO TRECHO

**** POSTO NUMERO 1 - MARCELINO RAMOS

LATITUDE - 27 GRAUS 28 MINUTOS

LONGITUDE - 51 GRAUS 55 MINUTOS

LARGURA DA SECAO - 312.00 METROS

ALTITUDE - 380. METROS SOBRE O MAR

CURVA ALTURA-DESCARGA - UNICA

CODIGO DE IDENTIFICACAO DO POSTO - 73010000

ENTIDADE RESPONSAVEL - D.N.A.E.E.

ANO INICIAL DE OBSERVACAO - 1939

ANO FINAL DE OBSERVACAO - EM OPERACAO

FONTE : C.E.H.P.A.R.

**** POSTO NUMERO 2 -

ITA

LATITUDE - 27 GRAUS 17 MINUTOS

LONGITUDE - 52 GRAUS 20 MINUTOS

LARGURA DA SECAO - 215.00 METROS

ALTITUDE - 350. METROS SOBRE O MAR

CURVA ALTURA-DESCARGA - UNICA

CODIGO DE IDENTIFICACAO DO POSTO - 73200000

ENTIDADE RESPONSAVEL - D.N.A.E.E.

ANO INICIAL DE OBSERVACAO - 1958

ANO FINAL DE OBSERVACAO - EM OPERACAO

FONTE : C.E.H.P.A.R.

FIGURA 15-a - Aspecto da listagem de saída do modelo para o primeiro caso de aplicação.

DADOS COMPLEMENTARES DO TRECHO

COMPRIMENTO SOBRE O EIXO DA CALHA = 106500.0 M
 DECLIVIDADE MÉDIA DA CALHA = 0.000723 M/M
 FONTE : CARTA TOPOGRÁFICA I.B.G.E.

DADOS DA MALHA DE DISCRETIZAÇÃO

DELTA X = 10650. METROS
 DELTA T = 36400. SEGUNDOS

EFEITO GRAVITACIONAL E OUTROS

*** CORIOLIS = NÃO COMPUTADO
 *** VENTO = NÃO COMPUTADO
 *** GRAVIDADE = 9.81 M/SEG²

TOLERÂNCIAS E DADOS DA MATRIZ DO SISTEMA LINEAR

TOL. PARA AS ALTURAS = 0.65 METROS
 TOL. PARA AS VELOCIDADES = 0.02 METRO/SEG.
 TOL. PARA PERDA DE SIGNIFICADO = 0.000001
 NÚMERO DE COLUNAS DO VETOR INDEPENDENTE = 1
 NÚMERO DE DIAGONAIS SUPERIORES = 2
 NÚMERO DE DIAGONAIS INFERIORES = 2

LARGURAS DAS SEÇÕES INTERMEDIÁRIAS INTERPOLADAS LINEARMENTE

| ABSCISSA DA SEÇÃO | LARGURA EM METROS |
|-------------------|-------------------|
| 10550. METROS | B = 303.18 |
| 21300. METROS | B = 294.36 |
| 31950. METROS | B = 285.55 |
| 42600. METROS | B = 276.73 |
| 53250. METROS | B = 267.91 |
| 63900. METROS | B = 259.09 |
| 74550. METROS | B = 250.27 |
| 85200. METROS | B = 241.45 |
| 95850. METROS | B = 232.64 |

ALTURAS NOS POSTOS FLUVIOMÉTRICOS (CONDIÇÕES DE FRONTEIRA, EM METROS)

| POSTO 1 | POSTO 2 |
|----------------|------------------|
| H(1,1) = 6.97 | H(1,11) = 10.65 |
| H(2,1) = 8.52 | H(2,11) = 12.63 |
| H(3,1) = 7.52 | H(3,11) = 13.44 |
| H(4,1) = 7.04 | H(4,11) = 11.10 |
| H(5,1) = 6.90 | H(5,11) = 10.69 |
| H(6,1) = 6.84 | H(6,11) = 10.54 |
| H(7,1) = 6.80 | H(7,11) = 10.47 |
| H(8,1) = 6.74 | H(8,11) = 10.42 |
| H(9,1) = 6.71 | H(9,11) = 10.33 |
| H(10,1) = 6.70 | H(10,11) = 10.35 |

FIGURA 15-b - Continuação.

CONDIÇÕES INICIAIS AO LONGO DO TRECHO INTERPOLADAS LINEARMENTE

| ORDEN DA SEÇÃO | ALTURA (M) | VELOCIDADE (M/SEG) |
|----------------|------------|--------------------|
| 1 | 6.97 | 0.32 |
| 2 | 7.34 | 0.32 |
| 3 | 7.71 | 0.32 |
| 4 | 8.07 | 0.32 |
| 5 | 8.44 | 0.31 |
| 6 | 8.81 | 0.31 |
| 7 | 9.18 | 0.31 |
| 8 | 9.55 | 0.31 |
| 9 | 9.91 | 0.31 |
| 10 | 10.28 | 0.31 |
| 11 | 10.65 | 0.30 |

PARÂMETROS BÁSICOS DE CALIBRAÇÃO

*** COEFICIENTE DE PESO : $TEJA = 0.90$
 *** EXPONENTE DO RAIO HIDRAULICO : $P = 0.48$
 *** COEFICIENTE DE RUGOSIDADE : VARIÁVEL NO TEMPO

| COEFICIENTES N(TEMPO) | | |
|-----------------------|----|--------|
| I= 2 | N= | 0.0465 |
| I= 3 | N= | 0.0324 |
| I= 4 | N= | 0.0670 |
| I= 5 | N= | 0.0850 |
| I= 6 | N= | 0.0900 |
| I= 7 | N= | 0.0950 |
| I= 8 | N= | 0.1010 |
| I= 9 | N= | 0.1070 |
| I= 10 | N= | 0.1120 |

CONTRIBUIÇÃO LATERAL DE DESCARGA

NÃO SERÁ CONSIDERADA

DISCRETIZAÇÕES REALIZADAS NO MODELO PARA O TRECHO EM ESTUDO

*** NO TEMPO = 10 INTERVALOS DE TEMPO
 *** NO ESPAÇO = 11 SEÇÕES SIMULADAS
 *** NÚMERO DE PONTOS NODAIS DA MALHA = 110
 *** TEMPO ESTIMADO DE PROCESSAMENTO = 0 MINUTOS 11 SEGUNDOS
 *** NÚMERO MÁXIMO DE CICLOS PARA CADA ITERAÇÃO = 10

FIGURA 15-c - Continuação.

MENSAGENS DURANTE O PROCESSO ITERATIVO

**** INICIO DO PROCESSO ITERATIVO

**** FIM DO PROCESSO ITERATIVO APOS 11.68 SEGUNDOS DE PROCESSAMENTO
A CONVERGENCIA FOI OBTIDA COM UM TOTAL DE 23 CICLOS

NUMEROS PARCIAIS DE CICLOS PARA CONVERGENCIA

| INSTANTE | CICLOS |
|----------|--------|
| 1 | 5 |
| 2 | 3 |
| 3 | 4 |
| 4 | 2 |
| 5 | 2 |
| 6 | 2 |
| 7 | 2 |
| 8 | 2 |
| 9 | 1 |

SOLUCOES CALCULADAS NA SECAO A 10650. METROS DA INICIAL

| HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA | HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA |
|-------|--------|------------|----------|-------|--------|------------|----------|
| 0.0 | 7.34 | 0.32 | 711. | 24.0 | 8.46 | 0.99 | 2572. |
| 43.0 | 7.61 | 1.32 | 3152. | 72.0 | 7.13 | 0.50 | 1071. |
| 96.0 | 6.93 | 0.50 | 1045. | 120.0 | 6.86 | 0.47 | 970. |
| 144.0 | 6.41 | 0.44 | 912. | 168.0 | 6.76 | 0.41 | 849. |
| 192.0 | 6.72 | 0.39 | 796. | 216.0 | 6.72 | 0.39 | 796. |

SOLUCOES CALCULADAS NA SECAO A 21300. METROS DA INICIAL

| HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA | HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA |
|-------|--------|------------|----------|-------|--------|------------|----------|
| 0.0 | 7.71 | 0.32 | 721. | 24.0 | 8.34 | 1.00 | 2448. |
| 43.0 | 7.69 | 1.37 | 3328. | 72.0 | 7.21 | 0.51 | 1055. |
| 96.0 | 6.98 | 0.50 | 1022. | 120.0 | 6.88 | 0.47 | 945. |
| 144.0 | 6.43 | 0.44 | 837. | 168.0 | 6.77 | 0.41 | 826. |
| 192.0 | 6.73 | 0.39 | 775. | 216.0 | 6.73 | 0.39 | 775. |

SOLUCOES CALCULADAS NA SECAO A 31950. METROS DA INICIAL

| HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA | HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA |
|-------|--------|------------|----------|-------|--------|------------|----------|
| 0.0 | 8.07 | 0.32 | 728. | 24.0 | 8.28 | 0.99 | 2347. |
| 43.0 | 7.64 | 1.37 | 3073. | 72.0 | 7.27 | 0.50 | 1031. |
| 96.0 | 7.03 | 0.50 | 999. | 120.0 | 6.91 | 0.47 | 920. |
| 144.0 | 6.44 | 0.44 | 863. | 168.0 | 6.79 | 0.41 | 803. |
| 192.0 | 6.74 | 0.39 | 753. | 216.0 | 6.74 | 0.39 | 753. |

SOLUCOES CALCULADAS NA SECAO A 42600. METROS DA INICIAL

| HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA | HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA |
|-------|--------|------------|----------|-------|--------|------------|----------|
| 0.0 | 8.44 | 0.31 | 734. | 24.0 | 8.27 | 0.99 | 2264. |
| 43.0 | 7.79 | 1.37 | 2961. | 72.0 | 7.37 | 0.50 | 1014. |
| 96.0 | 7.08 | 0.50 | 973. | 120.0 | 6.94 | 0.47 | 896. |
| 144.0 | 6.45 | 0.44 | 839. | 168.0 | 6.82 | 0.41 | 781. |
| 192.0 | 6.76 | 0.39 | 731. | 216.0 | 6.76 | 0.39 | 731. |

SOLUCOES CALCULADAS NA SECAO A 53250. METROS DA INICIAL

| HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA | HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA |
|-------|--------|------------|----------|-------|--------|------------|----------|
| 0.0 | 8.81 | 0.31 | 739. | 24.0 | 8.35 | 0.99 | 2195. |
| 43.0 | 7.83 | 1.38 | 2833. | 72.0 | 7.44 | 0.50 | 998. |
| 96.0 | 7.15 | 0.50 | 956. | 120.0 | 6.97 | 0.47 | 872. |
| 144.0 | 6.48 | 0.44 | 815. | 168.0 | 6.82 | 0.41 | 753. |
| 192.0 | 6.77 | 0.39 | 709. | 216.0 | 6.77 | 0.39 | 709. |

SOLUCOES CALCULADAS NA SECAO A 63900. METROS DA INICIAL

| HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA | HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA |
|-------|--------|------------|----------|-------|--------|------------|----------|
| 0.0 | 9.13 | 0.31 | 739. | 24.0 | 8.36 | 0.99 | 2139. |
| 43.0 | 7.86 | 1.38 | 2803. | 72.0 | 7.51 | 0.50 | 976. |
| 96.0 | 7.21 | 0.50 | 934. | 120.0 | 7.01 | 0.47 | 849. |
| 144.0 | 6.49 | 0.44 | 771. | 168.0 | 6.84 | 0.41 | 735. |
| 192.0 | 6.79 | 0.39 | 637. | 216.0 | 6.79 | 0.39 | 637. |

SOLUCOES CALCULADAS NA SECAO A 74550. METROS DA INICIAL

| HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA | HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA |
|-------|--------|------------|----------|-------|--------|------------|----------|
| 0.0 | 9.55 | 0.31 | 735. | 24.0 | 8.46 | 0.99 | 2091. |
| 43.0 | 7.91 | 1.38 | 2723. | 72.0 | 7.57 | 0.50 | 952. |
| 96.0 | 7.27 | 0.50 | 911. | 120.0 | 7.07 | 0.47 | 825. |
| 144.0 | 6.44 | 0.44 | 767. | 168.0 | 6.87 | 0.41 | 712. |
| 192.0 | 6.81 | 0.39 | 666. | 216.0 | 6.81 | 0.39 | 666. |

SOLUCOES CALCULADAS NA SECAO A 85200. METROS DA INICIAL

| HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA | HORA | ALTURA | VELOCIDADE | DESCARGA |
|-------|--------|------------|----------|-------|--------|------------|----------|
| 0.0 | 9.91 | 0.31 | 736. | 24.0 | 8.58 | 0.99 | 2051. |
| 43.0 | 8.00 | 1.37 | 2645. | 72.0 | 7.68 | 0.51 | 933. |
| 96.0 | 7.31 | 0.50 | 897. | 120.0 | 7.09 | 0.47 | 801. |
| 144.0 | 6.43 | 0.44 | 744. | 168.0 | 6.84 | 0.42 | 687. |
| 192.0 | 6.73 | 0.39 | 644. | 216.0 | 6.73 | 0.39 | 644. |

FIGURA 15-d - Continuação.

RIO URUGUAI - OUTUBRO / NOVEMBRO DE 1958 VAZÕES EM M3/SEG

***** VAZÕES OBSERVADAS
***** VAZÕES CALCULADAS

| DBS | CALC | |
|---------|--------|-----|
| 1 695. | 696.1 | + |
| 2 1870. | 1874.1 | + |
| 3 2370. | 2354.1 | + |
| 4 933. | 920.1 | + |
| 5 716. | 855.1 | + * |
| 6 640. | 765.1 | + * |
| 7 605. | 703.1 | + * |
| 8 580. | 648.1 | + * |
| 9 561. | 603.1 | ++ |
| 10 545. | 602.1 | + * |

FIGURA 15-e continuação.

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

VII.1 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

A conclusão principal deste trabalho é a de que parece ser possível estabelecer-se uma tendência para a lei de variação do coeficiente de rugosidade com a profundidade do escoamento, durante a passagem de uma onda de enchente em um rio. Para profundidades maiores o valor do coeficiente é menor do que para as profundidades menores. O valor mínimo de "n" para uma enchente deve corresponder ao pico da mesma.

Os valores do coeficiente de pêso, θ , conduziram a soluções estáveis, dentro da sua faixa de variação (0,6 - 1,0) , conforme previsto por Gunaratnam¹⁰. A variação deste coeficiente dentro daquela faixa não provocou modificações nos resultados.

Deve ficar frisado que as curvas do tipo Lei de Potências para cada caso não são curvas obtidas para a variação "n" x "h", mas sim curvas ajustadas aos pontos obtidos heurísticamente, para cada enchente estudada.

Plotando em um único gráfico todos os pontos obtidos nas calibragens das seis enchentes e as seis curvas ajustadas pode-se tentar comentar alguns tipos de tendências. Este gráfico geral encontra-se na Figura 26.

Da Figura 26 pode-se notar que as curvas ajustadas para as enchentes extremas, as de maior e menor pico, são essencial-

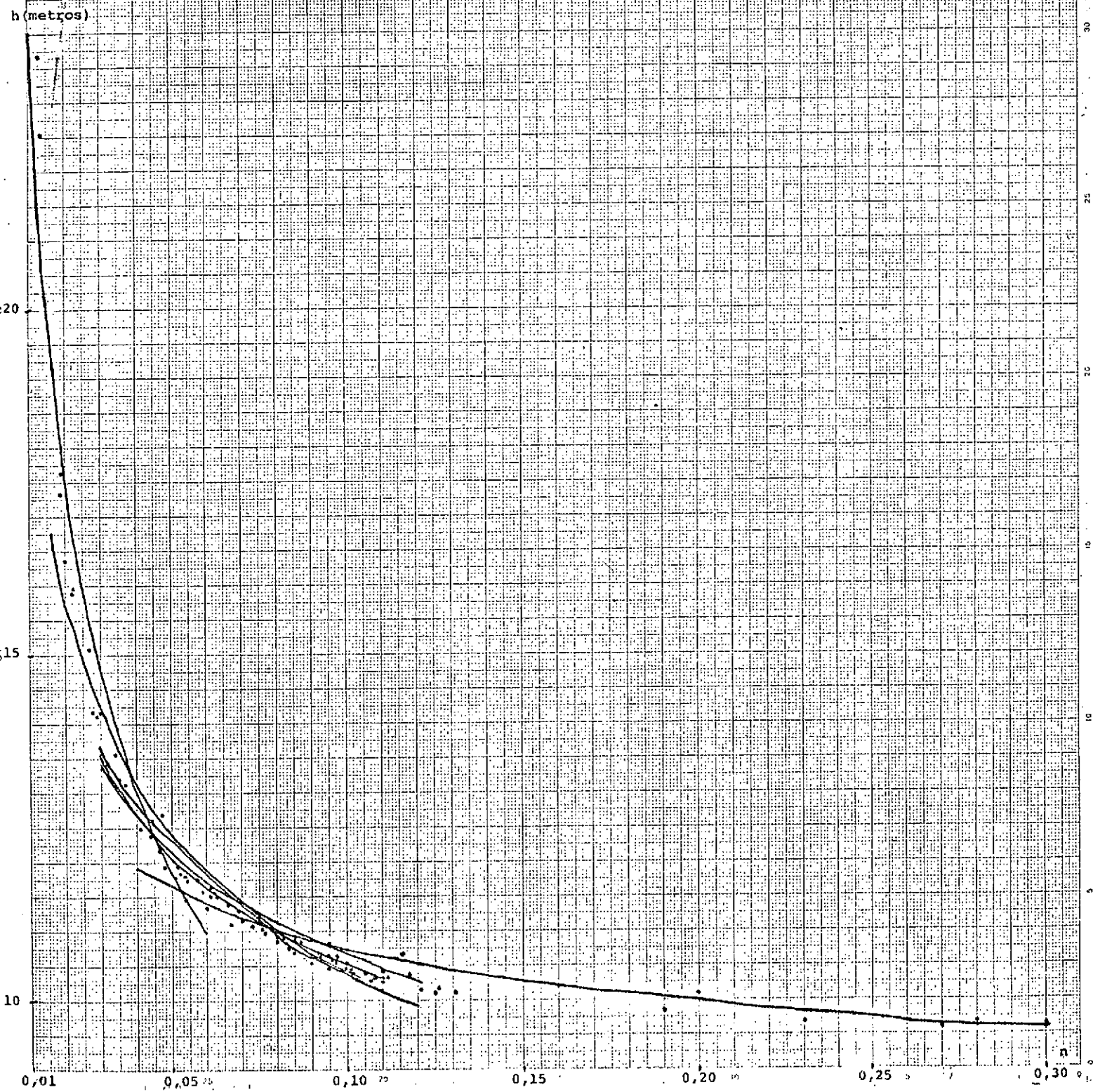


FIGURA 26 - Curvas ajustadas para os seis casos

e pontos obtidos nas calibrações.

mente diferentes. Já as curvas ajustadas para as enchentes mais ou menos semelhantes, em termos de magnitude, independentemente das durações das mesmas, são praticamente coincidentes.

Assim, na verdade, para a identificação do coeficiente de rugosidade é necessário um conjunto de calibrações de enchentes de três tipos apenas: máximas, intermediárias e mínimas. É claro que estamos nos referindo ao período de observação disponível, em termos de dados coletados.

As curvas correspondentes às enchentes extremas não devem ser extrapoladas em direções a valores de profundidades que não ocorreram durante aquelas enchentes. Isto decorre do fato que a região de validade de ambas as curvas é local, separadamente para cada caso. A região global de validade parece ser a indicada pela faixa que cobre ambas as curvas e passando pela região onde se situam as curvas ajustadas para as enchentes intermediárias. Esta conclusão pode ser melhor entendida com o auxílio da Figura 27.

Uma curva única que aproximasse o conjunto das seis curvas ajustadas para cada caso parece tender assintoticamente a determinados valores no eixo das profundidades " h " e no eixo dos coeficientes " n ". O valor assintótico de " h ", onde a tangente à curva é praticamente horizontal, parece ser aquele correspondente a um regime de escoamento aproximadamente permanente, no qual o valor de " h " fôsse próximo ao valor mínimo observado para a profundidade, durante o período de tempo em que os dados foram medidos. O valor assintótico de " n " parece

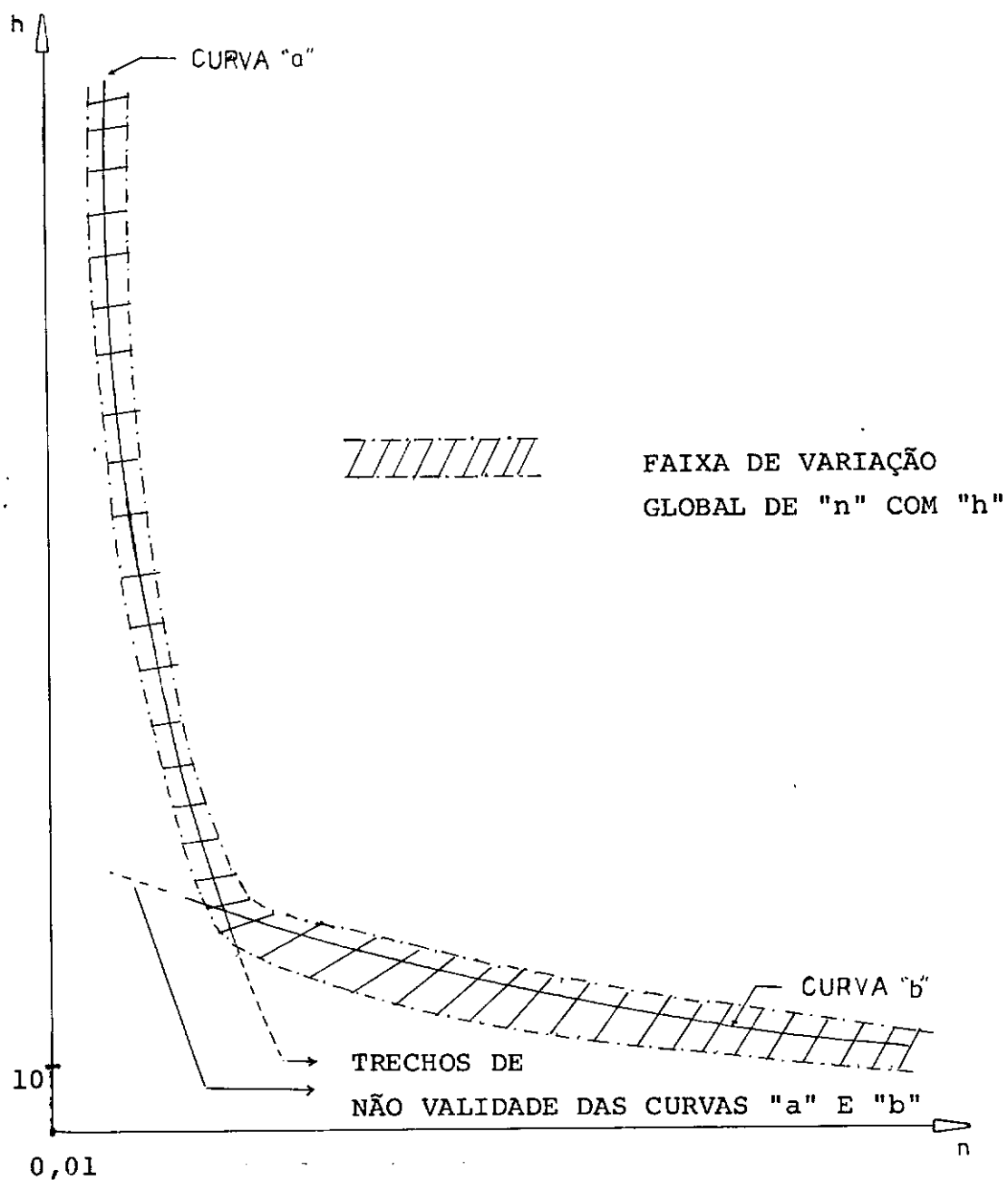


FIGURA 27 - Regiões de validade para as curvas ajustadas para as enchentes extremas.

ser um valor próximo a 0,01, indicando talvez que, para o regime não-permanente no trecho de rio em estudo, este seja o valor mínimo do coeficiente de rugosidade para o qual a fórmula de Manning seria fisicamente válida.

Uma possível explicação para a assintoticidade no eixo dos "h" é a de que o coeficiente de rugosidade não decresce in definidamente com a profundidade, isto é, existe um valor de "h" a partir do qual a influência do atrito da calha fluvial no escoamento torna-se mínima, possivelmente em presença de grandes volumes de água.

Como pode ser visto na Figura 26, as curvas assintóticas são aquelas ajustadas para as enchentes de maior e de menor pico de descargas. As enchentes intermediárias possuem curvas ajustadas praticamente na mesma faixa de variação "n" x "h".

Neste ponto do trabalho seria conveniente testar-se a validade das conclusões e resultados, calibrando-se um período de regime permanente de escoamento para o trecho em questão, de modo a confirmar a variação do coeficiente de rugosidade, obtida nos casos estudados. Dessa forma, para um tal regime, a variação de "n" com o tempo deveria ser mínima, a fim de ser mantida a coerência das conclusões. Na prática, entretanto, é difícil essa constatação, já que o Rio Uruguai possui um regime fluvial altamente irregular, com valores de descargas diárias predominantemente distintos a partir de períodos de tempo superiores a três dias, em geral.

Deve ser salientada porém, a impressão de que, para

regimes permanentes de escoamento, o valor de "n" possa ser considerado constante. Por outro lado, a incerteza decorrente dessas observações pode ser confrontada com o fato de que, na maior parte dos casos, estamos interessados nos períodos de enchente, objetivo principal do presente estudo.

A faixa de validade global da Figura 27 pode permitir ao interessado na simulação obter uma primeira aproximação dos valores de "n", o que faz com que o processo de calibragem seja alcançado com maior economia de tempo de processamento. Como sugestão para pesquisas posteriores, pode-se citar a verificação da validade nas variações do parâmetro para outros cursos d'água, em regiões distintas e diversidade de condições.

VII.2 - RECOMENDAÇÕES FINAIS

É de boa norma que as profundidades "h" sejam obtidas através de leituras linimétricas, ao invés da determinação das mesmas com o auxílio de curvas-chave, a partir das descargas medidas. Esta recomendação deve-se ao fato de que frequentemente as curvas chave são determinadas para regime permanente, e a sua regularidade nem sempre é mantida durante um regime não-permanente, característico do fenômeno da onda de enchente. Na ausência de leituras linimétricas, deve-se ter cuidado na apropriação de dados com o uso de curva-chave, principalmente no que diz respeito ao aspecto distinto daquela curva para as fases de ascensão e de recessão da onda. Um procedimento inicial tentativo consiste em estimar-se curvas-chave separadamente, para ascensão e recessão, e só então iniciar o processo de calibragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 AMEIN, M. and FANG, C.S. - Streamflow Routing with Applications to North Carolina Rivers, Report nº 17, Water Resources Research Institute of the University of North Carolina, 1969.
- 2 AMEIN, M. and CHU, H.L. - Implicit Numerical Modeling of Unsteady Flows, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, HY6, June 1975.
- 3 BARRÉ DE SAINT-VENNANT, A.J.C. - Théorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lits, Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences, vol. 73, 1871.
- 4 BAZIN, H. - Expériences sur la propagation des ondes le long d'un cours d'eau torrentueux, et confirmation par ces expériences des formules données par M. Boussinesq, dans sa théorie du mouvement graduellement varié des fluides, Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences, vol. 100, 1885.
- 5 BECKER, L. and YEH, W. W-G - Identification of Parameters in Unsteady Open Channel Flows, Water Resources Research, vol. 8, Nº 4, August, 1972.

- 6 Boletim Fluviométrico Nº 17, Departamento Nacional de Águas e Energia, 1970.
- 7 CHOW, V.T. - Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill 1959.
- 8 COWAN, W.L. - Estimating hydraulic roughness coefficients. Agricultural Engineering, vol. 37, Nº 7, July, 1956.
- 9 Geological Survey Water Supply Paper - Roughness Characteristics of Natural Channels, 1972.
- 10 GUNARATNAM, D.J. and PERKINS, F.E. - Numerical Solution of Unsteady Flow in Open Channels Report Nº 127, Hydrodynamics Laboratory, Massachusetts Institute of Technology, 1970.
- 11 ISAACSON, E. STOKER, J. and TROESCH, A. - Numerical Solution of Flood Prediction and River Regulation Problems, Report III, New York Institute of Mathematical Sciences , 1956.
- 12 NAHMOOD, K.E. and YEVJEVICH, V. - Unsteady Flow in Open Channels, Water Resources Publications, vols. I e II , 1974.
- 13 NEVES, E.T. - Curso de Hidráulica, Ed. Globo, 1974.
- 14 RALSTON, A. - A First Course in Numerical Analysis Mc-Graw Hill, 1965.

- 15 RICHTMYER, R.D. - Difference Methods for Initial Value Problems, Interscience Publishers, 1957.
- 16 SCOBEEY, F.C. - The Flow of Water in Flumes, U.S. Department of Agriculture, Technical Bulletin Nº 393, December, 1933.
- 17 SILVA, P.C.A. - Método Implícito para Solução do Problema de Ondas de Cheia em Junção de Rios, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1972.
- 18 STRELKOFF, T. - One-dimensional Equations of Open Channel Flow, Journal of the Hydraulics Division ASCE, vol. 91, HY3, March, 1965.

APÊNDICE

DADOS PARA AS QUATRO ÚLTIMAS ENCHENTES

a-) Terceira Enchente (13/08 a 27/08/59)

- Marcelino Ramos

| <u>Dia</u> | <u>Descarga (m³/seg)</u> | <u>Profundidade (m)</u> |
|------------|-------------------------------------|-------------------------|
| 13 | 344,8 | 6,46 |
| 14 | 497,0 | 6,70 |
| 15 | 3310,0 | 9,15 |
| 16 | 2325,0 | 8,45 |
| 17 | 1340,0 | 7,64 |
| 18 | 939,0 | 7,25 |
| 19 | 788,4 | 7,08 |
| 20 | 643,0 | 6,90 |
| 21 | 598,0 | 6,84 |
| 22 | 511,2 | 6,72 |
| 23 | 450,1 | 6,63 |
| 24 | 417,6 | 6,58 |
| 25 | 356,4 | 6,48 |
| 26 | 356,4 | 6,48 |
| 27 | 344,8 | 6,46 |

- Itã

| <u>Dia</u> | <u>Descarga (m³/seg)</u> | <u>Profundidade (m)</u> |
|------------|-------------------------------------|-------------------------|
| 13 | 358,0 | 9,94 |
| 14 | 420,0 | 10,08 |
| 15 | 1820,0 | 12,60 |

| | | |
|----|--------|-------|
| 16 | 2950,0 | 14,28 |
| 17 | 1781,0 | 12,54 |
| 18 | 1196,0 | 11,57 |
| 19 | 900,0 | 11,04 |
| 20 | 773,0 | 10,80 |
| 21 | 685,0 | 10,63 |
| 22 | 600,0 | 10,46 |
| 23 | 537,0 | 10,33 |
| 24 | 466,0 | 10,18 |
| 25 | 439,0 | 10,12 |
| 26 | 434,0 | 10,11 |
| 27 | 434,0 | 10,11 |

b-) Quarta Enchente (22/09 a 07/10/60)

- Marcelino Ramos

| <u>Dia</u> | <u>Descarga (m³/seg)</u> | <u>Profundidade(m)</u> |
|------------|-------------------------------------|------------------------|
| 22 | 598,0 | 6,84 |
| 23 | 605,5 | 6,85 |
| 24 | 1350,0 | 7,65 |
| 25 | 4770,0 | 10,10 |
| 26 | 3324,0 | 9,16 |
| 27 | 2370,0 | 8,48 |
| 28 | 1774,0 | 8,02 |
| 29 | 1422,0 | 7,72 |
| 30 | 1037,5 | 7,35 |
| 01 | 849,0 | 7,15 |
| 02 | 763,5 | 7,05 |
| 03 | 643,0 | 6,90 |
| 04 | 635,5 | 6,89 |

| | | |
|----|-------|------|
| 05 | 583,0 | 6,82 |
| 06 | 568,0 | 6,80 |
| 07 | 532,5 | 6,75 |

- Itá

| <u>Dia</u> | <u>Descarga(m³/seg)</u> | <u>Profundidade(m)</u> |
|------------|------------------------------------|------------------------|
| 22 | 680,0 | 10,62 |
| 23 | 701,0 | 10,66 |
| 24 | 1185,0 | 11,55 |
| 25 | 4150,0 | 15,92 |
| 26 | 4506,0 | 16,38 |
| 27 | 2857,0 | 14,15 |
| 28 | 1916,0 | 12,75 |
| 29 | 1303,0 | 11,75 |
| 30 | 1044,0 | 11,30 |
| 01 | 933,0 | 11,10 |
| 02 | 868,0 | 10,98 |
| 03 | 815,0 | 10,88 |
| 04 | 794,0 | 10,84 |
| 05 | 711,0 | 10,68 |
| 06 | 660,0 | 10,58 |
| 07 | 645,0 | 10,55 |

c-) Quinta Enchente (26/09 a 14/10/61)

- Marcelino Ramos

| <u>Dia</u> | <u>Descarga(m³/seg)</u> | <u>Profundidade(m)</u> |
|------------|------------------------------------|------------------------|
| 26 | 1606,0 | 7,88 |
| 27 | 3212,0 | 9,08 |

| | | |
|----|---------|-------|
| 28 | 5586,0 | 10,07 |
| 29 | 11160,0 | 10,58 |
| 30 | 7966,0 | 13,58 |
| 01 | 5246,0 | 11,98 |
| 02 | 3660,0 | 10,38 |
| 03 | 2848,0 | 9,40 |
| 04 | 2224,0 | 8,82 |
| 05 | 1846,0 | 8,38 |
| 06 | 1702,0 | 8,08 |
| 07 | 1678,0 | 7,96 |
| 08 | 1606,0 | 7,94 |
| 09 | 1534,0 | 7,88 |
| 10 | 1455,0 | 7,82 |
| 11 | 1310,0 | 7,75 |
| 12 | 1220,0 | 7,61 |
| 13 | 1200,0 | 7,52 |
| 14 | 1178,0 | 7,50 |

- Itá

| <u>Dia</u> | <u>Descarga(m³/seg)</u> | <u>Profundidade(m)</u> |
|------------|------------------------------------|------------------------|
| 26 | 1921,0 | 12,76 |
| 27 | 3535,0 | 15,10 |
| 28 | 5290,0 | 17,37 |
| 29 | 10829,0 | 23,68 |
| 30 | 9748,0 | 22,52 |
| 01 | 5508,0 | 17,64 |
| 02 | 4173,0 | 15,95 |
| 03 | 2885,0 | 14,19 |
| 04 | 2471,0 | 13,59 |

| | | |
|----|--------|-------|
| 05 | 2222,0 | 13,22 |
| 06 | 1928,0 | 12,77 |
| 07 | 1781,0 | 12,54 |
| 08 | 1706,0 | 12,42 |
| 09 | 1578,0 | 12,21 |
| 10 | 1432,0 | 11,97 |
| 11 | 1379,0 | 11,88 |
| 12 | 1344,0 | 11,82 |
| 13 | 1308,0 | 11,76 |
| 14 | 1261,0 | 11,68 |

d-) Sexta Enchente (05/07 a 28/07/62)

- Marcelino Ramos

| <u>Dia</u> | <u>Descarga(m³/seg)</u> | <u>Profundidade(m)</u> |
|------------|------------------------------------|------------------------|
| 05 | 132,4 | 6,02 |
| 06 | 196,4 | 6,18 |
| 07 | 205,0 | 6,20 |
| 08 | 205,0 | 6,20 |
| 09 | 196,4 | 6,18 |
| 10 | 230,5 | 6,25 |
| 11 | 256,0 | 6,30 |
| 12 | 1400,0 | 7,70 |
| 13 | 1145,0 | 7,45 |
| 14 | 849,0 | 7,15 |
| 15 | 738,6 | 7,02 |
| 16 | 706,2 | 6,98 |
| 17 | 805,0 | 7,10 |
| 18 | 1380,0 | 7,68 |

| | | |
|----|--------|------|
| 19 | 1380,0 | 7,68 |
| 20 | 1220,0 | 7,52 |
| 21 | 1090,0 | 7,40 |
| 22 | 939,0 | 7,25 |
| 23 | 849,0 | 7,15 |
| 24 | 628,0 | 6,88 |
| 25 | 583,0 | 6,82 |
| 26 | 568,0 | 6,80 |
| 27 | 568,0 | 6,80 |
| 28 | 553,8 | 6,78 |

- Itã

| Dia | Descarga (m ³ /seg) | Profundidade (m) |
|-----|--------------------------------|------------------|
| 05 | 191,8 | 9,46 |
| 06 | 191,8 | 9,46 |
| 07 | 206,8 | 9,52 |
| 08 | 243,2 | 9,64 |
| 09 | 236,6 | 9,62 |
| 10 | 230,0 | 9,60 |
| 11 | 249,8 | 9,66 |
| 12 | 313,6 | 9,84 |
| 13 | 1132,8 | 11,46 |
| 14 | 1066,4 | 11,34 |
| 15 | 922,3 | 11,08 |
| 16 | 804,5 | 10,86 |
| 17 | 752,4 | 10,76 |
| 18 | 1155,0 | 11,50 |
| 19 | 1414,6 | 11,94 |
| 20 | 1326,1 | 11,79 |
| 21 | 1178,6 | 11,54 |

| | | |
|----|--------|-------|
| 22 | 1077,4 | 11,36 |
| 23 | 955,6 | 11,14 |
| 24 | 825,5 | 10,90 |
| 25 | 690,6 | 10,64 |
| 26 | 585,0 | 10,43 |
| 27 | 551,0 | 10,36 |
| 28 | 513,0 | 10,28 |